

ANÁLISE TERMO-HIGRO-MECÂNICA DAS TENSÕES AUTOINDUZIDAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO

Luís Pedro Pinto Leitão

Dissertação apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção
do grau de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Rui Faria (Professor Catedrático); Miguel Azenha (Professor Auxiliar).

Janeiro 2018



Aos meus Pais e Irmão

RESUMO

A fendilhação que ocorre no betão tem uma incidência fundamental na durabilidade e enquadramento estético das estruturas de betão armado. Muito frequentemente este fenómeno manifesta-se para ações instaladas bastante baixas no contexto dos estados limite de serviço, o que revela a importância de se dimensionar as estruturas de betão armado de forma a garantir padrões de fendilhação com aberturas de fendas controladas. No entanto, alguns dos fenómenos associados diretamente à fendilhação, de que são exemplo as tensões autoinduzidas pelo processo de retração do betão e a fluência em regime de tração, ainda se apresentam escassamente abordadas na bibliografia da especialidade, sendo a caracterização experimental diminuta e os modelos de simulação numérica propostos de difícil implementação. Por estes motivos, é prática habitual recorrer a quantidades excessivas de armadura, adotando modelos de cálculo conservativos, que assumem estruturas completamente restringidas e têm por base formulações de análise e dimensionamento simplificadas propostas nos códigos. Desta forma, o efeito benéfico associado à fluência em tração não é devidamente contabilizado, o mesmo sucedendo com a redistribuição de esforços associada ao fenómeno da fendilhação, que resulta no relaxamento das tensões de tração e na diminuição do nível de restrição imposto à estrutura.

Na presente tese pretende-se contribuir para o aumento do conhecimento do efeito das tensões autoinduzidas em estruturas de betão armado que apresentam um grau de restrição elevado, quer através de ensaios experimentais que caracterizem mais adequadamente o betão em tração, quer apresentando modelos numéricos que permitam uma melhor simulação dos fenómenos da retração e da fendilhação. Relativamente ao contributo a nível experimental, desenvolveu-se um mecanismo inovador, que permite aplicar uma restrição variável a provetes de betão submetidos a tensões de tração com origem nas deformações autoinduzidas. Desta forma, é possível avaliar as deformações de fluência em tração no betão tendo-se desenvolvido uma campanha de caracterização da fluência para diversas classes de betão.

Paralelamente é apresentada uma técnica de avaliação da humidade em provetes de betão, de forma a ser possível caracterizar experimentalmente os perfis de humidade interna no betão e validar o correspondente modelo numérico.

O modelo termo-higro-mecânico adotado na presente tese permite a simulação dos fenómenos da retração de secagem e da fluência do betão em tração, e também da hidratação do cimento e dos gradientes térmicos aplicados à estrutura.

A nível mecânico desenvolveu-se uma formulação matemática inovadora, que idealiza a modificação dos diagramas de ‘tension stiffening’ tradicionalmente adotados na simulação do comportamento em tração do betão armado, de forma a ser possível obter resultados numéricos independentes da malha de elementos finitos. Este contributo revela-se muito importante na correta aferição dos padrões de fendilhação e respetiva abertura de fendas em estruturas de betão armado.

O trabalho culmina com a caracterização experimental e simulação numérica de uma estrutura de betão armado construída em grande escala em laboratório, submetida a esforços de tração. Esta estrutura permitiu o estudo de padrões de fendilhação com origem na ação das deformações autoinduzidas, demonstrando a aplicabilidade do modelo em estruturas complexas.

ABSTRACT

The cracking that occurs in concrete has a fundamental impact on the durability and respective aesthetic framing in reinforced concrete structures. Very often, this phenomenon manifests itself to fairly low installed actions in the context of service limit state, which reveals the importance of a correct design of the reinforced concrete structures in order to guarantee a controlled cracking patterns and crack width. However, some of the phenomena associated directly with cracking, being example the self-induced stresses by concrete shrinkage and also the creep under tensile conditions, are still scarcely agreed in the specialty bibliography, with the experimental characterization being scant and numerical simulation models difficult to implement. For these reasons, it is common practice to apply excessive amounts of armor, adopting conservative models of calculation, which assume completely restricted structures and are based on simplified analysis and dimensioning formulations proposed in the codes. As follows, the beneficial effect associated to tensile creep are not properly accounted for, nor the effort redistribution associated with the cracking phenomenon that results in the relaxation of tensile stresses and the reduction of the level of constraint imposed to the structure.

The present dissertation intends to contribute to increase the knowledge of the effect of self-induced stresses on reinforced concrete structures that have a high degree of restriction, either through experimental tests that better characterize the concrete in a tensile regime or by presenting numerical models which allow the correct simulation of the shrinkage and cracking phenomena. Relatively to the contribution at the experimental level, an innovative mechanism was developed, which allows a variable restriction to be applied to concrete test specimens subjected to tensile stresses originating from the self-induced deformations. In this way, it is possible to evaluate the tensile creep deformations in the concrete, having developed a creep characterization campaign for several concrete strength grades.

In parallel, a technique for evaluating moisture in concrete specimens is presented, so that it is possible to experimentally characterize the internal moisture profiles in the concrete and validate the corresponding numerical model.

The Thermo-Hygro-Mechanical model, adopted in the present thesis, allows the simulation of the drying shrinkage and the concrete tensile creep, as well as the hydration of the cement and thermal gradients applied to the structure.

At a mechanical level, an innovative mathematical formulation was developed that idealizes the modification of the tension stiffening diagrams traditionally adopted in the simulation of the tensile behavior of the reinforced concrete, in order to obtain mesh independent numerical results. This contribution proves to be very important to correctly measure cracking patterns and their associated crack width in reinforced concrete structures.

The work culminates with the experimental characterization and numerical simulation of a reinforced concrete structure built in large scale in the laboratory, submitted to tensile stresses. This structure allowed the study of cracking patterns, with origin on the action of the self-induced deformations, demonstrating the applicability of the model in complex structures.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de expressar um sincero e profundo agradecimento ao Prof. Rui Faria pela sua disponibilidade e apoio constante. O seu contributo a nível científico influenciou de forma fulcral o conteúdo da dissertação, sendo que a nível humano o seu profissionalismo, carácter e personalidade foram um exemplo, transformando os anos dedicados a este trabalho em bons momentos de amizade, reflexão e convívio.

Em segundo lugar agradeço ao Prof. Miguel Azenha pela forma entusiasta e dedicada com que apoiou o desenvolvimento dos trabalhos, tendo dado contributos essenciais para uma correta execução da dissertação. Obrigado pela disponibilidade evidenciada a cada momento e pela amizade nos vários momentos de convívio.

Gostaria de deixar também o meu reconhecimento ao Prof. Carlos Sousa pela forma prestável e atenciosa com que sempre me apoiou ao longo destes anos. O seu contributo e ensinamentos ao nível da compreensão dos modelos numéricos foi essencial, valorizando significativamente o conteúdo da dissertação.

É para mim igualmente importante agradecer o contributo dado pelo Luís Teixeira no âmbito do projeto de investigação que acompanhou a execução da presente dissertação, tendo valorizado significativamente a qualidade dos ensaios experimentais. Obrigado pelo profissionalismo, dedicação, e boa amizade.

Ao Daniel Cusson (NRC – Canada) e ao Prof. Antonio Marí Bernat (Universitat Politècnica de Catalunya) expresse o meu reconhecimento pelo contributo, entusiasmo e partilha de ideias sobre o mecanismo de ensaio desenvolvido.

Agradeço ao Gustavo Oliveira a constante partilha de ideias e bons momentos de convívio. Obrigado amigo.

Ao Prof. Mário Pimentel agradeço o apoio dado na utilização do *software* DIANA e respetiva compreensão dos modelos numéricos.

Ao José Granja, ao Christoph de Sousa e à Margarida Vieira do ISISE agradeço todo o apoio prestado durante os trabalhos realizados em comum.

Gostaria também de deixar uma palavra de apreço aos meus amigos pessoais, colegas investigadores e de laboratório, que além da partilha de conhecimento e ideias que

proporcionaram, foram essenciais nos momentos de convívio, lazer e amizade que tive durante este período. Obrigado pelo vosso companheirismo.

Dedico uma palavra especial de apreço pelo carinho recebido da família Aroso durante os últimos anos. Agradeço especialmente à Maria Bandeira e à Sofia Marques pelo carinho e amizade, e pela forma positiva como influenciaram a minha vida.

A nível familiar, gostaria de transmitir o meu sentimento de profunda gratidão, amor e admiração pelos meus Pais e Irmão, cujo carinho, apoio e paciência ao longo dos últimos anos foram uma peça basilar para a construção da presente dissertação.

Finalmente agradeço o facto de a presente tese ter sido financiada por Fundos FEDER, através do Programa Operacional Fatores de Competitividade – COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia –, através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/76183/2011 que me foi concedida. Agradece-se ainda à FCT o financiamento das unidades de investigação LABEST, CONSTRUCT e ISISE, e ainda do projeto de investigação PTDC/ECM/099250/2008 “SeLCo – Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão: Uma Abordagem Multi-Física das Tensões Auto-Induzidas”.

RESUMO	1
ABSTRACT.....	3
AGRADECIMENTOS.....	5
1 INTRODUÇÃO.....	19
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA	19
1.2 MOTIVAÇÃO.....	20
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	21
2 ANÁLISE TERMO-HIGRO-MECÂNICA DE ESTRUTURAS EM BETÃO: EXPERIMENTAÇÃO E SIMULAÇÃO	25
2.1 INTRODUÇÃO	25
2.2 ABORDAGENS EXPERIMENTAIS.....	27
2.2.1 AVALIAÇÃO DA FLUÊNCIA EM TRAÇÃO DO BETÃO.....	27
2.2.2 MEDIÇÃO DA HUMIDADE INTERNA EM PEÇAS DE BETÃO	36
2.3 ABORDAGEM NUMÉRICA – MODELO THM	39
2.3.1 COMPONENTE TÉRMICA	39
2.3.2 COMPONENTE HIGROMÉTRICA.....	46
2.3.3 COMPONENTE MECÂNICA	54
3 MEDIÇÃO DA FLUÊNCIA DO BETÃO EM TRAÇÃO	63
3.1 INTRODUÇÃO	63
3.2 PRINCÍPIO BASE DO ENSAIO DE RESTRIÇÃO AXIAL VARIÁVEL (VRF)	64
3.3 DESCRIÇÃO DO VRF	65
3.4 CONCEÇÃO DO PÓRTICO METÁLICO E DA COFRAGEM REMOVÍVEL.....	69
3.5 INSTRUMENTAÇÃO ADOTADA NO VRF	70
3.6 FORMULAÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES AUTOINDUZIDAS E DAS DEFORMAÇÕES DE FLUÊNCIA DO BETÃO	72
3.6.1 EFEITO DA DEFORMAÇÃO DO BETÃO POR RETRAÇÃO	72
3.6.2 EFEITO DA DEFORMAÇÃO TÉRMICA	74
3.6.3 EFEITO DA FORÇA AXIAL IMPOSTA PELOS ATUADORES	75
3.6.4 EXPRESSÕES FINAIS APLICÁVEIS AO VRF	76
3.7 PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO	77

3.7.1	PROTOCOLO EXPERIMENTAL	77
3.7.2	CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES ENSAIADOS	78
3.8	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	79
3.8.1	DEFORMAÇÕES E TENSÕES TOTAIS DO PROVETE RESTRINGIDO E DO PROVETE LIVRE	79
3.8.2	AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO.....	81
3.8.3	AVALIAÇÃO DA EXTENSÃO DE FLUÊNCIA DO BETÃO.....	83
3.9	ENSAIOS ADICIONAIS PARA VALIDAÇÃO DO VRF	85
3.9.1	VARIANTE DO BETÃO C40/50 APLICANDO MENOR TENSÃO DE TRAÇÃO	85
3.9.2	PROVETE RESTRINGIDO COM FENDILHAÇÃO INDUZIDA.....	87

4 COMPORTAMENTO TERMO-HIGRO-MECÂNICO DE PROVETES DE BETÃO: ANÁLISE EXPERIMENTAL E SIMULAÇÃO NUMÉRICA..... 91

4.1	INTRODUÇÃO	91
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO	92
4.3	MATERIAIS.....	94
4.4	PERFIS DE HUMIDADE NOS PROVETES DE BETÃO.....	94
4.5	MONITORIZAÇÃO DA RETRAÇÃO EM PROVETES DE BETÃO	98
4.6	ENSAIOS MECÂNICOS EM COMPRESSÃO: RESISTÊNCIA, MÓDULO DE ELASTICIDADE E FLUÊNCIA 99	
4.7	MONITORIZAÇÃO DA RETRAÇÃO EM PROVETES DE PASTAS.....	101
4.8	MODELAÇÃO NUMÉRICA	105
4.8.1	MODELO TÉRMICO	105
4.8.2	MODELO DE HUMIDADE	106
4.8.3	MODELO MECÂNICO	107
4.8.4	APLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO AOS PROVETES DE BETÃO	108
4.9	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	110

5 REDUÇÃO DA INFLUÊNCIA DA DISCRETIZAÇÃO NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE BA SUJEITAS A DEFORMAÇÕES IMPOSTAS 117

5.1	INTRODUÇÃO	117
5.2	FORMULAÇÕES ADOTADAS PARA PROMOVER A OBJETIVIDADE DAS SOLUÇÕES	120
5.2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	120
5.2.2	ALTERNATIVA 1: AJUSTE DAS DIMENSÕES DOS EF	120
5.2.3	ALTERNATIVA 2: MODIFICAÇÃO DO DIAGRAMA DE 'TENSION STIFFENING'	124
5.3	EXEMPLIFICAÇÃO: TIRANTES DE BA.....	130

5.3.1	ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	131
5.3.2	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	132
5.3.3	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	135
5.3.4	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	136
5.4	APLICAÇÃO: MURO DE SUPORTE	140
5.4.1	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	140
5.4.2	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	142
6	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA LAMINAR DE BA ENSAIADA EM LABORATÓRIO	145
6.1	INTRODUÇÃO	145
6.2	ENSAIO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO À ESCALA REAL	146
6.2.1	IDEIA BASE DO ENSAIO	146
6.2.2	CONCEÇÃO DO ENSAIO	149
6.2.3	INSTRUMENTAÇÃO ADOTADA	152
6.2.4	PROTOCOLO EXPERIMENTAL	154
6.2.5	INCIDENTE NA BETONAGEM	156
6.3	CARACTERIZAÇÃO DO BETÃO: FLUÊNCIA À TRAÇÃO, MONITORIZAÇÃO DA HUMIDADE E ENSAIOS MECÂNICOS	158
6.3.1	RETRAÇÃO E FLUÊNCIA EM TRAÇÃO.....	159
6.3.2	MONITORIZAÇÃO DA HUMIDADE	161
6.4	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DA ESTRUTURA LAMINAR	162
6.4.1	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS DEFORMAÇÕES IMPOSTAS	163
6.4.2	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA LAMINAR	167
6.5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS	171
7	CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	181
7.1	CONCLUSÕES	181
7.2	PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	185
	BIBLIOGRAFIA.....	189

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ensaio de anel restringido (adaptado de [15]).	29
Figura 2.2 – Ensaio de painel restringido (adaptado de [17]).	29
Figura 2.3 – Ensaio de restrição imposta pelo agregado (adaptado de [19]).	30
Figura 2.4 – Ensaio de restrição linear germânico (dimensões em [mm]).	31
Figura 2.5 – Ensaio de restrição com base na curvatura do provete (adaptado de [7]).	31
Figura 2.6 – TSTM (adaptado de [6]).	32
Figura 2.7 – Ensaio de restrição longitudinal executado horizontalmente (adaptado de [22]).	33
Figura 2.8 – Ensaio de restrição longitudinal com sistema automático (adaptado de [26]).	34
Figura 2.9 – Ensaio de restrição longitudinal com sistema automático e controlo de temperatura (adaptado de [28]).	35
Figura 2.10 – Ensaio de restrição longitudinal realizado num provete armado (adaptado de [30]).	36
Figura 2.11 – Medição da humidade relativa numa peça de betão.	38
Figura 2.12 – Pormenor da rolha de borracha isolante do tubo plástico.	38
Figura 2.13 – Modos de transferência de calor (adaptado de [2]).	39
Figura 2.14 – Valor médio de uma propriedade como função do volume médio $d\Omega$ (adaptado de [41]).	40
Figura 2.15 – Condução de calor no REV (adaptado [2]).	41
Figura 2.16 – Movimento da água no REV (adaptado [2]).	47
Figura 2.17 – Modos de fratura I, II e III (adaptado de [70]).	56
Figura 2.18 – Critério da tensão máxima para início da fratura: a) tensão constante; b) tensão linearmente decrescente (adaptado de [69]).	56
Figura 2.19 – a) Modo I; b) curva tensão-extensão no interior da ZPF; c) curva tensão-extensão fora da ZPF (adaptado [73]).	57
Figura 2.20 – Localização das extensões numa fenda: a) numa linha (modelo da fenda discreta); b) numa banda de extensão constante (modelo da banda distribuída); c) distribuição de extensões de acordo com uma forma genérica (modelos não locais) (adaptado [69]).	58
Figura 2.21 – Separação contínua dos pontos nodais – modelo de fenda discreta (adaptado de [74]).	59
Figura 2.22 – Curvas de amolecimento para o betão (adaptado de [70]).	61
Figura 2.23 – Relação entre a tensão normal e a extensão média no betão tracionado (adaptado de [72]).	62
Figura 3.1 – Pórtico de restrição do ensaio desenvolvido por Cusson e Hoogeveen (adaptado de [29]).	65
Figura 3.2 – Esquema do dispositivo experimental VRF.	66

Figura 3.3 – Dispositivo VRF implementado em laboratório: instrumentação aplicada.....	67
Figura 3.4 – Secção transversal do provete restringido com varões roscados (2 ϕ 16mm).....	68
Figura 3.5 – a) Provete restringido com a cofragem metálica removida; b) Detalhes da cofragem.	70
Figura 3.6 – Extensómetros elétricos e sensor temperatura colados no varão roscado.	72
Figura 3.7 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da retração do betão.	73
Figura 3.8 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da deformação térmica.	74
Figura 3.9 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da força axial imposta.	75
Figura 3.10 – Deformações do betão nos provetes livres (extensão de retração + térmica) para três classes de resistência.....	80
Figura 3.11 – Deformações totais do betão nos provete restringidos para três classes de resistência.	81
Figura 3.12 – Tensões instaladas no betão dos provete restringidos para três classes de resistência.	81
Figura 3.13 – Vista geral do ensaio EMM-ARM durante a betonagem dos provetes.....	82
Figura 3.14 – Evolução de E_{ct} : VRF <i>versus</i> técnica EMM-ARM (betão C40/50).	83
Figura 3.15 – Deformações de fluência em tração determinadas em betões de três classes de resistência.....	83
Figura 3.16 – Fluência específica em tração determinada em betões de três classes de resistência.	84
Figura 3.17 – Deformações do betão nos provetes livres (extensão de retração + térmica): ensaios C40/50 e C40/50B.	85
Figura 3.18 – Tensões instaladas no betão dos provete restringidos: ensaios C40/50 e C40/50B.	86
Figura 3.19 – Fluência específica em tração no betão dos provetes restringidos: ensaios C40/50 e C40/50B.....	87
Figura 3.20 – Deformação total no betão do provete restringido avaliada por três sensores: ensaio C35/45B.....	88
Figura 3.21 – Tensão instalada no betão do provete restringido: ensaio C35/45B.	89
Figura 3.22 – Deformação de fluência em tração no betão do provete restringido: ensaio C35/45B.	89
Figura 4.1 – Esquema global da estratégia experimental e de modelação adotada.	92
Figura 4.2 – Esquema das profundidades em que se realizou medição de H no provete H10 (10x10x40cm ³).	95
Figura 4.3 – Esquema das condições de secagem no provete H10.....	96
Figura 4.4 – Evolução de H no interior do provete H10.	97
Figura 4.5 – Evolução de H no interior do provete H15.	97
Figura 4.6 – Evolução de H no interior do provete H20.	97
Figura 4.7 – Deformação de retração monitorizada em 3 provetes de betão.....	99

Figura 4.8 – Deformação de retração monitorizada em 3 provetes de betão em função do inverso do tempo.....	99
Figura 4.9 – Fluência específica obtida no ensaio com carregamento aos 28 dias e ajuste numérico da Lei da Dupla Potência: $t'=28.82$ dias; $\phi_1=0.85$; $m=0.20$; $n=0.15$	101
Figura 4.10 – a) Sistema de restrição de pastas de cimento; b) sistema assembled.	102
Figura 4.11 – Fases do procedimento experimental para medição da retração em pastas de cimento.	103
Figura 4.12 – Perda de água nos provetes 1 e 2.....	104
Figura 4.13 – Retração relativa nos provetes 1 e 2.	105
Figura 4.14 – Retração relativa em função da humidade relativa nos provetes 1 e 2. Comparação com resultados de Gardner [111] e do Eurocódigo 2 [64].	105
Figura 4.15 – Função $f_{\alpha T}$ utilizada para o cimento.....	106
Figura 4.16 – Simulação numérica do provete R10: a) planos de simetria; b) apoios e malha de EF; c) fronteiras.....	109
Figura 4.17 – Previsões numéricas vs. medições experimentais da evolução da retração de secagem.	110
Figura 4.18 – Evolução das tensões numéricas σ_y no provete R10 (unidades: Pa): a) 7 dias; b) 15 dias; c) 152 dias; d) 2900 dias.	111
Figura 4.19 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 7 dias.	112
Figura 4.20 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 14 dias.	112
Figura 4.21 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 50 dias.	113
Figura 4.22 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 100 dias.	113
Figura 4.23 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 300 dias.	114
Figura 4.24 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 2900 dias.	114
Figura 5.1 – Extensões no betão e no aço na secção da fenda num tirante de BA sujeito a deformações impostas.	118
Figura 5.2 –a) Tirante de BA fendilhado; b) escorregamento na interface betão-armadura; c) malha de EF na Alternativa 1; d) malha de EF na Alternativa 2.	121
Figura 5.3 – Diagramas de ‘tension stiffening’ para análises de curta duração: a) força axial no tirante de BA vs. ϵ_m ; b) tensão média no betão vs. ϵ_m ; c) tensão média no betão vs. extensão de fendilhação.	123
Figura 5.4 – Diagrama modificado de ‘tension stiffening’ para análises de curta duração.	128
Figura 5.5 – Modelo tensão-extensão para as armaduras.	128
Figura 5.6 – Diagrama modificado de ‘tension stiffening’ para análises de longa duração, contemplando o efeito da fluência e da retração do betão.	129
Figura 5.7 – Tensão aplicada vs. extensão média nos tirantes de BA ensaiados [92].	132
Figura 5.8 – Esquema da simulação numérica associada aos tirantes de BA [92].	133

Figura 5.9 – Modelo numérico da malha 1 com lei de ‘tension stiffening’ - Alternativa 1.	133
Figura 5.10 – Modelo numérico da malha 2 com lei de ‘tension stiffening’ - Alternativa 2 ($k = 0.5$). ..	133
Figura 5.11 – Modelo numérico da malha 3 com lei de ‘tension stiffening’ não modificada.	134
Figura 5.12 – Resultados numéricos com malha 1 vs. resultados experimentais [92].	135
Figura 5.13 – Tensão aplicada vs. extensão média: resultados numéricos com as malhas 1, 2 e 3.	136
Figura 5.14 – Abertura de fendas vs. extensão média: resultados numéricos com as malhas 1, 2 e 3.	136
Figura 5.15 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 0.79\%$, $L = 1\text{m}$	138
Figura 5.16 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 1.58\%$, $L = 1\text{m}$	138
Figura 5.17 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 0.79\%$, $L = 5\text{m}$	139
Figura 5.18 – Evolução da força axial no tirante com extremidades fixas desde o instante de betonagem ($\rho = 0.79\%$, $L = 5\text{m}$).	140
Figura 5.19 – Malha de EF do muro de BA (Alternativa 1): condições fronteira e distribuição de materiais.	141
Figura 5.20 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da Alternativa 1 (malha 1).	143
Figura 5.21 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da Alternativa 2 (malha 2).	144
Figura 5.22 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da malha 3 – diagrama de ‘tension stiffening’ não modificado.	144
Figura 6.1 – Vista geral da estrutura laminar ensaiada em laboratório.	147
Figura 6.2 – Vista geral da estrutura laminar após betonagem da 1ª fase.	148
Figura 6.3 – Dispositivos de ancoragem dos varões à laje de reação e reforços.	149
Figura 6.4 – Vista geral antes da betonagem e armadura da estrutura laminar.	150
Figura 6.5 – Superfície irregular criada na interface peças prismáticas/estrutura laminar.	151
Figura 6.6 – Preparação da 2ª fase de betonagem.	151
Figura 6.7 – Cofragem do provete ‘dummy’.	152
Figura 6.8 – Pormenor da colocação dos extensómetros elétricos nos varões.	153
Figura 6.9 – Distribuição dos sensores instalados na 1ª fase de betonagem.	153
Figura 6.10 – Identificação dos VWSG instaladas na estrutura laminar.	154
Figura 6.11 – Representação esquemática da carga aplicada nos varões $\phi 25$ ao longo do ensaio.	156
Figura 6.12 – Representação da geometria real da estrutura laminar: referencial adotado.	157
Figura 6.13 – Pormenor do topo: numeração dos nós que permitem definir a geometria.	157
Figura 6.14 – Pormenor da base: numeração dos nós que permitem definir a geometria.	158

Figura 6.15 – Preparação do VRF para caracterização do betão da estrutura laminar.	160
Figura 6.16 – Preparação para a caracterização do betão no VRF, na câmara climática.	160
Figura 6.17 – Deformação do betão no provete livre (extensão de retração + térmica) do betão C12/15 ('dummy' D1).	161
Figura 6.18 – Fluência específica em tração do betão C12/15.	161
Figura 6.19 – Tubos para medição da humidade relativa no betão – 'dummy' na câmara climática.	162
Figura 6.20 – Evolução de H no 'dummy' colocado na câmara climática: experimental vs. numérico.	162
Figura 6.21 – Fluência específica em tração obtida no ensaio com carregamento aos 2 dias e ajuste numérico da Lei de Dupla Potência. Betão da classe C12/15: $t'=1.92$ dias; $\phi_1=0.28$; $m=0.10$; $n=0.33$. Betão da classe C40/50: $t'=2.02$ dias; $\phi_1=0.50$; $m=0.30$; $n=0.35$	165
Figura 6.22 – Deformação retração monitorizada no 'dummy' D1 em função do inverso do tempo..	165
Figura 6.23 – Malhas de EF adotadas e condições fronteira nos 'dummy': a) D1; b) D2.	166
Figura 6.24 – Deformação livre no 'dummy' D2 (deformação de retração + térmica).	167
Figura 6.25 – Distribuição dos materiais e espessuras na simulação numérica da estrutura laminar.	169
Figura 6.26 – Deformações livres em provetes com espessuras de 67.0mm, 81.5mm, 90.0mm e 100mm (D2 – C12/15 numérico).	170
Figura 6.27 – Malha de EF da 1ª fase da análise numérica.	170
Figura 6.28 – Malha de EF da 2ª fase da análise numérica - vista superior.	171
Figura 6.29 – Malha de EF para a 2ª fase da análise numérica - vista inferior.	171
Figura 6.30 – Tensões no betão (Pa) das peças prismáticas antes da aplicação da pré-compressão.	172
Figura 6.31 – Tensões (Pa) na estrutura laminar aos 52 dias de ensaio (vista superior).	173
Figura 6.32 – Tensões (Pa) na estrutura laminar aos 52 dias de ensaio (vista inferior).	173
Figura 6.33 – Padrão de fendilhação observado aos 53 dias de ensaio, após início da tração dos varões $\phi 25$ (face inferior).	174
Figura 6.34 – Padrão de fendilhação numérico aos 53 dias de ensaio, após início da tração dos varões $\phi 25$ (face inferior).	174
Figura 6.35 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face inferior).	174
Figura 6.36 – Padrão de fendilhação observado aos 75 dias de ensaio (face inferior).	176
Figura 6.37 – Padrão de fendilhação observado aos 75 dias de ensaio (face superior).	176
Figura 6.38 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face inferior).	176
Figura 6.39 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face superior).	176
Figura 6.40 – Padrão de fendilhação observado aos 120 dias de ensaio (face inferior).	177
Figura 6.41 – Padrão de fendilhação observado aos 120 dias de ensaio (face superior).	177

Figura 6.42 – Padrão de fendilhação numérico aos 120 dias de ensaio (face inferior).....	178
Figura 6.43 – Padrão de fendilhação numérico aos 120 dias de ensaio (face superior).....	178
Figura 6.44 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção D.	179
Figura 6.45 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção C.	179
Figura 6.46 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção E.	180

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1– Esquema do modelo térmico.	45
Quadro 2.2 – Correspondência entre as variáveis associadas aos campos térmico e higrométrico. ...	51
Quadro 2.3 – Esquema do modelo higrométrico.	52
Quadro 3.1 – Composição das três amassaduras de betão.....	78
Quadro 3.2 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C20/25.....	79
Quadro 3.3 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C35/45.....	79
Quadro 3.4 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C40/50.....	79
Quadro 4.1 – Composição da mistura de betão.	94
Quadro 6.1 – Coordenadas dos nós no referencial da Figura 6.12 (com origem no nó 1).	158
Quadro 6.2 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C12/15.....	159

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

O betão é um material compósito que apresenta variações volumétricas de origens térmica e higrométrica, de que são exemplo as reações exotérmicas de hidratação do cimento e a retração autogénea e de secagem do betão. Estas deformações autoinduzidas, quando parcialmente ou totalmente restringidas, provocam o desenvolvimento de um estado de tensão de tração que quase sempre origina a fendilhação das estruturas de betão armado (BA) em condições de serviço. Sendo o fenómeno da fendilhação responsável por afetar significativamente a durabilidade e o enquadramento estético das estruturas, é necessário quantificar adequadamente as deformações de origem térmica e de retração, de forma a poder realizar um dimensionamento correto das armaduras para controlo da fendilhação do betão.

Usualmente esta quantificação é realizada com base em formulações e recomendações de códigos existentes, habitualmente considerando uma distribuição elástica linear dos esforços nos elementos estruturais, o que conduz à adoção de armaduras que permitem controlar as aberturas de fendas. No entanto, convém destacar que esta abordagem acaba apenas por ser válida quando a redistribuição de esforços associada ao fenómeno da fendilhação não é significativa, uma vez que o grau de restrição da estrutura é afetado pela formação das fendas no betão. Outro aspeto importante é que esta abordagem não contempla a ação benéfica do fenómeno da fluência em tração na redução das tensões autoinduzidas. Por estes motivos, as armaduras adotadas para o controlo da fendilhação são normalmente quantificadas de forma muito conservativa.

No sentido de colmatar este problema, de um ponto de vista experimental é essencial caracterizar as deformações autoinduzidas no betão, de forma a avaliar corretamente o nível das trações instaladas nas peças de betão, e assim estimar corretamente o padrão de fendilhação e respetivas aberturas de fendas. Na literatura existem diversos exemplos de campanhas experimentais para avaliação da fluência em regime de compressão, sendo no entanto escassas as informações relativas à medição experimental da fluência em tração no betão, essencial na definição do perfil de tensões e no controlo da abertura de fendas. Relativamente à retração de secagem, são também diminutas as informações relacionadas com a avaliação dos perfis da

humidade interna no betão e com a caracterização dos parâmetros higrométricos que controlam as transferências de água entre o betão e o ambiente envolvente. Por estes motivos, releva-se importante a realização de uma campanha experimental dedicada à avaliação do comportamento do betão restringido face aos efeitos diferidos da retração, incluindo a medição da fluência em tração do betão e a monitorização da formação de fendas.

De um ponto de vista numérico, existem também limitações relativas à simulação do fenómeno da fendilhação com origem nas deformações autoinduzidas. Os modelos propostos na bibliografia para a simulação da retração de secagem são complexos, e dependem habitualmente de diversos parâmetros cuja validação experimental frequentemente não é viável. Este revela-se um problema dos modelos numéricos existentes, pois apesar de serem ferramentas poderosas de cálculo, que permitem a simulação integrada de diversos fenómenos que ocorrem no betão – a hidratação do cimento, a micro fendilhação interna, a retração, as reações alcali-sílica, o efeito ‘evaporative cooling’, *etc.* –, a sua aplicabilidade prática no dimensionamento de estruturas de betão armado é ainda reduzida.

Pretende-se assim apresentar um modelo termo-higro-mecânico que permita estudar o betão a um nível macroscópico, com a vantagem de os parâmetros numéricos que definem o modelo serem passíveis de validação experimental. A ideia é apresentar soluções experimentais e numéricas para a simulação das deformações autoinduzidas no betão, fornecendo uma metodologia de cálculo adequada, validada experimentalmente, para estimar estes fenómenos que controlam o desenvolvimento da fendilhação em estruturas de betão armado com restrições elevadas. As tensões autoinduzidas no betão devem assim ser consideradas no dimensionamento das estruturas de betão armado, em conjunto com as ações externas aplicadas, sendo que as tensões autoinduzidas – muitas vezes consideradas como tensões residuais – podem revelar um papel importante na resposta estrutural, sendo responsáveis pela formação do padrão de fendilhação em condições de serviço.

1.2 Motivação

No subcapítulo anterior ficou evidenciado o interesse prático em âmbito de projeto de se aumentar o conhecimento associado à caracterização e simulação numérica das tensões autoinduzidas em estruturas de betão armado que apresentam graus de restrição totais ou parciais. A integração e aplicabilidade dos modelos propostos para o dimensionamento de estruturas reais surgiu como um fator motivacional importante para o autor. O crescente interesse por parte da comunidade científica internacional ligada ao tema é também relevante, para que cada vez mais o fenómeno da fendilhação seja devidamente contabilizado no dimensionamento de estruturas de betão armado, protegendo assim a longevidade destas últimas.

Na motivação da escolha do tema científico foi também importante o enquadramento institucional proporcionado pelo grupo de investigação LABEST - Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, inserido na unidade de investigação CONSTRUCT

- Instituto de I&D em Estruturas e Construção sediada na FEUP, uma vez que permitiu usufruir do ‘know-how’ adquirido sobre o tema no referido grupo de investigação. Foi, assim, possível desenvolver a dissertação no seio de investigadores com experiência no tema e com ligações a outras instituições académicas de prestígio internacional com objetivos científicos similares. Sendo a componente experimental um aspeto fundamental na presente dissertação, as condições logísticas e financeiras necessárias para a realização das campanhas experimentais pretendidas foram também requisitos essenciais. Nesse sentido, foi fundamental o enquadramento do plano da presente dissertação no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECM/099250/2008 “SeLCo – Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão: Uma Abordagem Multi-Física das Tensões Auto-Induzidas”, que garantiu os meios necessários para a caracterização experimental pretendida.

A continuidade do trabalho já desenvolvido no âmbito da dissertação de mestrado do autor, e a procura da resolução de problemas pendentes identificados, revelaram-se também fatores de interesse na adoção do tema da dissertação. Relativamente à simulação das deformações impostas com origem na retração de secagem, o estudo desenvolvido permitiu identificar lacunas importantes nas modelações propostas pelos códigos existentes, baseadas em métodos simplificados, que conduzem quase sempre à adoção de quantidades de armaduras demasiado conservativas para o controlo de fendas. Ao nível do modelo de fendilhação, ficou demonstrada a dependência dos resultados numéricos face ao refinamento da malha de elementos finitos adotada, quando se utilizam diagramas de ‘tension stiffening’ para representar o comportamento do betão armado após a fissuração. Esta lei, que representa a relação tensão-extensão média do betão armado quando se aplica o modelo de fissuração distribuída (‘smeared crack approach’) para a simulação da fendilhação, necessita de ser adaptada em função da geometria da malha, à semelhança do que sucede com a lei congénere de ‘tension softening’ utilizada na simulação do comportamento do betão simples após fissuração. Esta procura do melhoramento dos modelos e conhecimentos sobre as problemáticas expostas foram também um fator motivacional na escolha do tema.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação apresenta avanços científicos quer ao nível experimental, quer ao nível numérico, em temas distintos, mas complementares no âmbito da previsão das tensões autoinduzidas no betão armado. O conjunto de conhecimentos adquiridos culminou na realização do estudo experimental e simulação numérica de uma estrutura restringida de betão armado, construída em laboratório numa escala praticamente real, cujo padrão de fendilhação é muito determinado pelas tensões autoinduzidas no betão. A dissertação divide-se assim em sete capítulos, onde foi possível abordar os diversos temas mencionados, apresentando-se de seguida uma descrição sucinta de cada um.

No presente Capítulo 1 procede-se a um enquadramento geral do tema, apresentam-se as motivações do autor para a escolha do tema da dissertação e a respetiva identificação dos temas abordados por capítulos.

O Capítulo 2 é dedicado ao estado da arte relacionado com os diversos temas em que na presente dissertação se apresentaram contributos científicos. Numa primeira fase é realizada uma descrição dos vários sistemas disponíveis na bibliografia para medição da fluência do betão em tração, identificando as principais vantagens e desvantagens de cada um. Posteriormente apresenta-se uma descrição do modo de funcionamento numérico do modelo termo-higro-mecânico adotado para a simulação das tensões autoinduzidas em peças de betão restringidas. O destaque na descrição deste modelo numérico vai para o modelo de humidade e para a componente mecânica associada ao comportamento do betão após fissuração, uma vez que apresentam desenvolvimentos nos capítulos subsequentes.

No Capítulo 3 é feita uma descrição detalhada de um mecanismo de ensaio inovador, para a avaliação da fluência do betão em tração sob o efeito das tensões autoinduzidas. O mecanismo de ensaio denominado VRF ('Variable Restraint Frame') foi desenvolvido e implementado na FEUP em parceria com a Universidade do Minho, e permite a determinação das deformações de fluência em tração através de testes que permitem o controlo das tensões no provete restringido, ou realizando ensaios com controlo da deformação imposta. O Capítulo 3 inicia-se com a apresentação da ideia base de funcionamento do VRF, seguido de uma descrição detalhada da conceção do sistema. Posteriormente é apresentada a formulação matemática associada, que permite identificar as contribuições das deformações do betão devidas à elasticidade, à fluência, à retração e à componente térmica. O capítulo engloba a caracterização experimental de três classes distintas de betão, habitualmente utilizadas na construção de estruturas de betão armado em Portugal. Após apresentação dos resultados experimentais, e respetiva análise crítica, o capítulo termina com ensaios adicionais que permitem validar o sistema VRF, e mostrar a sua robustez e vantagens face a sistemas congéneres descritos na bibliografia, sendo destacada a possibilidade de realizar ensaios mesmo após ocorrência da fendilhação do provete de betão restringido.

No Capítulo 4 descreve-se uma campanha experimental de caracterização dos perfis de humidade interna e da correspondente retração de secagem em provetes de betão simples. A campanha experimental englobou o estudo de três provetes de betão com geometrias distintas, e o estudo de provetes executados com a mesma pasta de cimento utilizada nos provetes de betão. Assim, foi necessário desenvolver técnicas experimentais inovadoras para realizar os ensaios em questão, nomeadamente ao nível da determinação da retração em pastas de cimento e dos perfis de humidade interna no betão. Desta forma, foi possível estimar experimentalmente os parâmetros necessários à simulação dos provetes de betão com o modelo numérico termo-higro-mecânico utilizado. Neste Capítulo 4 apresenta-se igualmente uma descrição detalhada dos parâmetros aplicados nas três componentes do modelo e a estratégia de simulação adotada. O capítulo termina com a simulação numérica dos provetes de betão ensaiados, apresentando-se a evolução do perfil das tensões internas, e procedendo-se à validação do modelo através da comparação da retração de secagem medida experimentalmente com a calculada numericamente.

No Capítulo 5 são apresentadas duas alternativas para reduzir a dependência dos resultados numéricos face ao refinamento da malha de elementos finitos adotada na análises de estruturas de betão armado sujeitas a deformações impostas. Numa primeira fase apresentam-se de forma detalhada as formulações matemáticas associadas a ambas as alternativas, explicando-se como é feita a definição do diagrama de ‘tension stiffening’ para uma correta simulação do comportamento do betão armado após fissurar. Posteriormente, ambas as alternativas são validadas através da simulação numérica de um ensaio experimental desenvolvido em tirantes de betão armado. São também apresentadas análises paramétricas para demonstrar a robustez do modelo numérico quando aplicado a estruturas com malhas de elementos finitos distintas, quantidades de armadura diferentes e histórias de carregamento diversas. O capítulo termina com a simulação numérica de um muro de suporte, de forma a demonstrar o bom comportamento do modelo na simulação de estruturas com padrões de fendilhação 2D, e a correspondente aplicabilidade à estrutura que se pretende estudar no Capítulo 6.

No Capítulo 6 apresenta-se o ensaio em laboratório que permitiu o estudo de uma estrutura laminar de betão armado, a uma escala praticamente real, com níveis de restrição controlados pelo utilizador. Numa primeira fase é feita uma apresentação detalhada da ideia base e conceção do ensaio, bem como da instrumentação adotada e do protocolo experimental utilizado. Posteriormente é desenvolvido um modelo numérico para simulação da referida estrutura laminar, com base nos conhecimentos adquiridos nos capítulos anteriores – nomeadamente ao nível da simulação das deformações de retração, simulação da fluência em tração e modelo de ‘tension stiffening’. O capítulo termina com uma comparação entre os resultados experimentais observados e os resultados numéricos obtidos, procedendo-se à avaliação do padrão de fendilhação e respetiva abertura de fendas, e comparando-se as deformações totais medidas em diversos sectores da estrutura laminar, onde se posicionaram sensores de cordas vibrantes.

Por último, no Capítulo 7 são sintetizadas as principais conclusões do trabalho desenvolvido, e apresentadas as perspetivas de investigação futura que o autor considera pertinentes no âmbito das temáticas abordadas na presente dissertação.

2 ANÁLISE TERMO-HIGRO-MECÂNICA DE ESTRUTURAS EM BETÃO: EXPERIMENTAÇÃO E SIMULAÇÃO

2.1 Introdução

O betão é inegavelmente um dos principais materiais utilizados em estruturas de Engenharia Civil, sendo que uma das suas características é que as respetivas propriedades físicas evoluem ao longo do tempo. Por um lado, esta evolução pode ser desfavorável, pois por vezes as deformações associadas, como por exemplo a retração e a fluência/relaxação, são responsáveis por tensões autoinduzidas ou por perdas de pré-esforço que podem pôr em causa a resposta eficaz da estrutura [1, 2]. Por outro lado, podem apresentar um carácter benéfico, pois servem também como forma de redistribuição de esforços na estrutura ou simplesmente como forma de reduzir a sua intensidade (através da fluência). Um bom domínio desta fenomenologia é da máxima importância, principalmente quando se pretende analisar o comportamento estrutural do betão em idades jovens, pois é neste período que os elementos estruturais apresentam deformações acentuadas de fluência, e por vezes de retração autógena [3-5].

Tendo em conta a importância que a fendilhação do betão assume na análise estrutural (além das limitações que impõe do ponto de vista estético e funcional), a fendilhação em idades jovens surge como um dos tópicos importantes atuais de estudo. Um dos fatores associados ao aumento da importância deste tema é a utilização e o desenvolvimento nas últimas três décadas de betões de maior resistência em edifícios de altura elevada, estruturas ‘offshore’, pontes, estruturas pré-esforçadas, *etc.* Estes betões proporcionam propriedades superiores, quer do ponto de vista mecânico, quer do ponto de vista da durabilidade [6, 7]. No entanto, o aumento do seu uso releva a necessidade de entender melhor o fenómeno da fendilhação em idades jovens, uma vez que este tipo de betões apresenta valores de retração autógena e das deformações térmicas bastante superiores na fase da hidratação do cimento, sendo estes fenómenos responsáveis por importantes tensões autoinduzidas.

O principal método empregue pelos projetistas, e utilizado atualmente para lidar com os problemas associados às deformações impostas, consiste em adotar juntas de dilatação e

procedimentos de cura apropriados (normalmente mantendo os elementos de betão em idades jovens saturados de forma a evitar retração por secagem). Contudo, estes procedimentos de cura revelam ter pouco impacto em betões de maior resistência (devido à forte retração autógena registada em idades jovens), e a adoção de juntas de dilatação não é uma alternativa económica, além de poder não ser exequível por comprometer a durabilidade e a funcionalidade da estrutura (problemas estruturais e não estruturais graves podem surgir caso as juntas de dilatação não sejam executadas corretamente, ou venham a apresentar avarias durante a vida útil da construção).

Tal como referido anteriormente, a simulação do comportamento do betão, das deformações associadas a idades jovens e da sua sensibilidade à fendilhação, surge como um campo de estudo importante na análise estrutural. Assim, é natural que em fase de projeto se pretenda efetuar simulações numéricas no sentido de avaliar o risco de fendilhação e qual o comportamento da estrutura pós-fendilhação. No entanto, é preciso ter em conta que tais simulações requerem modelos que permitam englobar o carácter transiente do betão em idades jovens. De facto, a variável tempo tem uma grande importância na definição das deformações de retração e nas deformações térmicas, mas afeta também outras propriedades do betão, tais como: o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão, a fluência, *etc.* [7, 8]. Atualmente a comunidade técnica tem tentado minimizar alguns dos efeitos associados às deformações volumétricas do betão através de diferentes técnicas, como por exemplo a utilização de fibras na mistura e a utilização de aditivos redutores da retração. No entanto, para um controlo mais eficaz deste problema é necessário mais informação, nomeadamente através da realização de campanhas experimentais exaustivas que permitam obter resultados confiáveis, em ambientes controlados, que possam servir de base para o desenvolvimento de modelos numéricos robustos [2, 9-11].

De facto, o betão em idades jovens é um material que se encontra em contínua alteração e que nesta fase apresenta evoluções bastante acentuadas. Contempla o processo de hidratação do cimento durante o endurecimento do betão, responsável pelo aumento de temperatura característico desta fase. Contempla também grandes alterações volumétricas devidas ao fenómeno da retração, que em conjunto com as deformações térmicas, caso o elemento de betão se encontre restringido, são responsáveis pelo aparecimento de tensões de tração significativas. Este processo não pode ser desprezado uma vez que todos os elementos de betão apresentam normalmente algum grau de restrição, seja internamente devido à presença de armaduras e/ou devido ao campo térmico não uniforme ou ao diferencial de humidade ao longo da secção transversal, seja externamente pelos elementos adjacentes. Por este motivo, caso as deformações associadas ao betão em idades jovens sejam significativas pode ocorrer fendilhação, sendo o risco máximo normalmente associado ao período de arrefecimento após ocorrer a hidratação do cimento [2, 12]. Neste período as deformações térmicas correspondem a uma forte contração do betão, estando ainda esta redução de volume associada à contribuição da retração autógena que nesta altura da vida do betão pode ser significativa (principalmente em betões com uma baixa relação w/c). No entanto, é de salientar que também a fluência é

bastante superior em idades jovens, daí que a determinação e controlo da fendilhação seja um processo tão complexo e tão pouco abordado na literatura.

Assim, o presente capítulo pretende ser uma síntese do conhecimento atual, quer ao nível das técnicas experimentais existentes que permitem caracterizar as deformações autoinduzidas, quer ao nível da simulação numérica dos diversos fenómenos que ocorrem no betão (geração de calor, retração de secagem, fendilhação, *etc.*). Relativamente à componente experimental, apresentam-se de forma sucinta as técnicas existentes para a correta medição da humidade interna no betão, e os mecanismos disponíveis na bibliografia para medir experimentalmente a fluência em tração no betão. Relativamente à componente numérica, destacar-se-á a apresentação do modelo termo-higro-mecânico (THM) que é utilizado nas várias simulações numéricas que se desenvolverão nos capítulos seguintes, com especial foco no modelo de humidade e no modelo mecânico.

2.2 Abordagens Experimentais

Pretende-se no presente subcapítulo demonstrar algumas das técnicas experimentais implementadas no sentido de permitir uma caracterização detalhada da fluência em tração e da humidade relativa interna em peças de betão. A magnitude da retração é normalmente proporcional à quantidade de humidade perdida na peça de betão [2, 13], sendo que as estruturas de betão apresentam campos de humidade não uniformes, uma vez que ocorre uma secagem mais acentuada junto às superfícies do que no seu interior [14]. Assim, de forma a caracterizar adequadamente as retrações diferenciais que ocorrem ao longo da espessura da peça de betão durante o processo de secagem, é necessário caracterizar com precisão a humidade relativa nos poros do betão para diferentes profundidades. O estado da arte relativo à caracterização da fluência em tração é abordada em detalhe na seção seguinte, sendo um tópico muito pouco estudado na bibliografia, porém essencial para a correta simulação do complexo processo de fendilhação do betão. O presente subcapítulo termina com uma sucinta descrição geral das técnicas existentes para caracterização do campo de humidade numa peça de betão, apresentando-se igualmente as técnicas implementadas nas campanhas experimentais realizadas no âmbito do projeto PTDC/ECM/099250/2008.

2.2.1 Avaliação da fluência em tração do betão

Apesar dos inúmeros problemas associados à fendilhação, quer do ponto vista estrutural, de durabilidade ou mesmo estéticos, tradicionalmente apenas se implementam ensaios de fluência do betão em compressão, devido às complexidades associadas aos sistemas que permitem o estudo da fluência em tração. No entanto, se o objetivo é conseguir representar adequadamente o comportamento do betão quando sujeito a tensões de tração (de forma a caracterizar adequadamente o fenómeno da fendilhação), uma correta determinação da fluência neste estado de tensão é fundamental. A relação existente entre a fluência à compressão e a fluência à tração ainda não se encontra bem definida, e por este motivo têm-se adotado modelos de fluência em compressão para simular o comportamento do betão em tração. Além disso, o conhecimento

adquirido nos últimos anos referente a idades jovens tem evoluído bastante, sendo que os modelos teóricos que permitem modelar a fluência em idades jovens, mesmo à compressão, ainda se encontram rodeados de alguma incerteza [7].

Apresenta-se de seguida, uma revisão sucinta das diferentes estratégias e instrumentações desenvolvidas no estudo da fluência em tração, de forma a proporcionar uma visão geral das metodologias existentes, e identificar as vantagens e desvantagens do sistema desenvolvido no âmbito do presente doutoramento. Tal como explicado anteriormente, existem dois tipos de deformações responsáveis pela fendilhação em idades jovens: a deformação térmica e a retração. Para uma maior compreensão destes fenómenos, é necessário avaliar e separar adequadamente estas duas contribuições, e é por este motivo que alguns dos sistemas descritos apresentam ambientes selados ou condições de saturação máxima. Existem quatro categorias em que normalmente é possível enquadrar estes ensaios de retração impedida: os ensaios de anel restringido, os ensaios do painel restringido, os ensaios de restrição imposta pelo agregado e por último os ensaios de restrição longitudinal [8]. Na presente descrição será dada especial atenção aos ensaios de restrição longitudinal pelo facto de o mecanismo desenvolvido no Capítulo 3 se enquadrar nesta categoria.

2.2.1.1 Ensaio de anel restringido

O ensaio de anel com núcleo restringido foi desenvolvido na década de 1940, e por esse motivo é normalmente o ensaio mais referido na literatura, tendo sido aplicado inicialmente com o intuito de medir o potencial de fendilhação do betão [8]. Este ensaio (Figura 2.1) é passível de ser aplicado na avaliação da fendilhação em betões endurecidos e em idades jovens, sendo que o seu princípio é bastante simples: o anel de betão é betonado à volta de um núcleo de aço que impõe uma restrição caso o betão pretenda retrair. Devido a este impedimento, é imposto um estado de tensão de tração no anel exterior (e um correspondente estado de tensão de compressão no anel interior que é passível de ser monitorizado), e caso as deformações sejam significativas, as tensões tangenciais que se desenvolvem na superfície betão/aço podem originar a fendilhação (Figura 2.1). A caracterização do betão é baseada na sua resposta ao longo do ensaio, nomeadamente avaliando o número de fendas, a abertura máxima e média das fendas e o instante de ocorrência das fendas [15].

Devido à simplicidade de execução deste ensaio, e também ao seu baixo custo, nas últimas duas décadas tem sido utilizado com o objetivo de caracterizar o fenómeno da fendilhação em betões com diferentes constituintes, englobando diferentes tipos de aditivos, inertes, fibras, *etc.* De facto, a sua aplicabilidade fez com que lhe fosse dedicado uma das normas da American Association of State Highway and Transportation Officials – norma AASHTO PP34-98 – e também serviu posteriormente como base da norma ASTM C 1582-04 da American Society for Testing Materials [15].

No entanto, apenas mais recentemente Hossain e Weiss [16] e Silva [15] aplicaram esta metodologia como forma de avaliar e estimar as deformações por fluência, e a consequente

relaxação de tensões em betões. Hossain e Weiss [16] aplicaram inclusive técnicas baseadas na emissão acústica de forma a detetar micro e macrofissuras ao longo do ensaio.

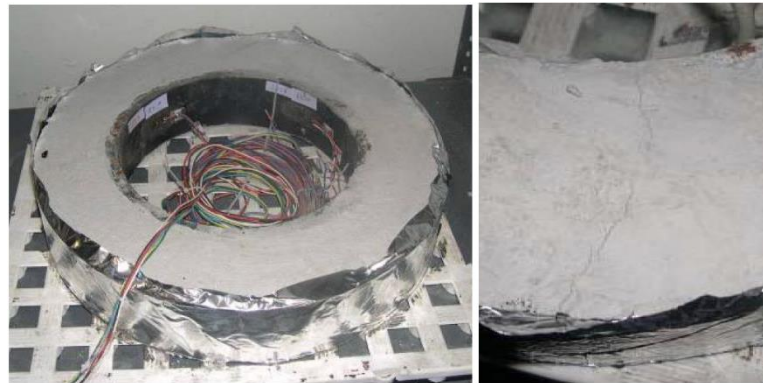


Figura 2.1 – Ensaio de anel restringido (adaptado de [15]).

2.2.1.2 Ensaio de painel restringido

O ensaio do painel restringido foi desenvolvido apenas em alguns laboratórios, traduzindo-se no fundo numa restrição imposta a uma peça de betão laminar através de armaduras existentes nas suas extremidades. Uma das diferenças significativas desta técnica de avaliação da fendilhação é a capacidade de incorporar o comportamento biaxial da retração em geral, e possibilitar o estudo dos efeitos da retração plástica [17, 18]. O procedimento de ensaio passa por betonar um molde com dimensões de $10 \times 10 \text{ cm}^2$, encontrando-se a superfície exposta à secagem. A retração por secagem é acelerada através da circulação de ar quente, simulando condições externas de vento recorrendo a ventiladores (Figura 2.2). Na Figura 2.2 também se pode constatar a existência de dois painéis em condições semelhantes, algo que é habitual nos procedimentos experimentais associados a este tipo de ensaios, pois são frequentemente utilizados para aferir o potencial de vários componentes a incorporar no betão, neste caso tratando-se do estudo da inclusão de fibras de polipropileno. No entanto, a utilização deste método apenas se demonstra vantajosa quando se pretende avaliar o comportamento qualitativo do betão, sendo este um dos principais motivos pelo qual este ensaio não é normalmente referido como um ensaio de referência no estudo das deformações impedidas.

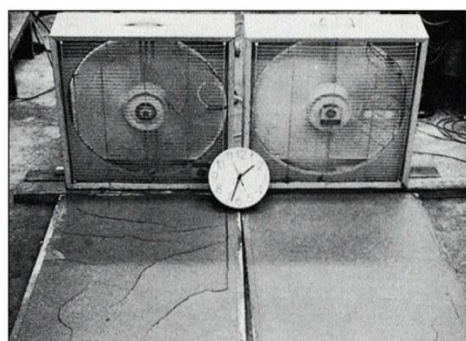


Figura 2.2 – Ensaio de painel restringido (adaptado de [17]).

2.2.1.3 Ensaio de restrição imposta pelo agregado

Os ensaios de restrição imposta pelo agregado surgiram da necessidade de representar as condições de restrições existentes quando se pretende simular construções e/ou reparações em pavimentos, existindo atualmente diversas abordagens [8]. De facto, os ensaios descritos anteriormente, tal como os ensaios de restrição longitudinal, apresentam condições de restrições totais ou parciais, porém sempre de uma forma simétrica na estrutura. Por este motivo, desenvolveram-se os ensaios de restrição imposta pelo agregado que permitem realizar um estudo direcionado para pavimentos, que na generalidade apresentam restrição apenas numa das faces [19]. No fundo, consoante as características que se pretendem avaliar, é possível distinguir estes ensaios tendo por base o objetivo de análise: o estudo da fendilhação ou a curvatura registada no provete.

Um dos exemplos de um ensaio de restrição imposta pelo agregado é o sistema desenvolvido por Banthia *et al.* [19], que contempla um molde cuja parte inferior é previamente betonada, impondo-se uma superfície extremamente rugosa através da adição de agregados na face superior, enquanto o betão se encontra fresco (Figura 2.3). Após esta primeira fase de betonagem, o processo de cura é acelerado através de um banho de água quente a 50°C durante três dias, procedendo-se à segunda fase de betonagem que contempla um processo de cura numa câmara a 38°C e 5% de humidade relativa (além de se verificar também um aumento da retração de secagem através da circulação de ar quente na superfície do betão). Desta forma é possível simular a construção e ou a reparação de um pavimento, e retirar ilações com base no padrão de fendilhação observado.

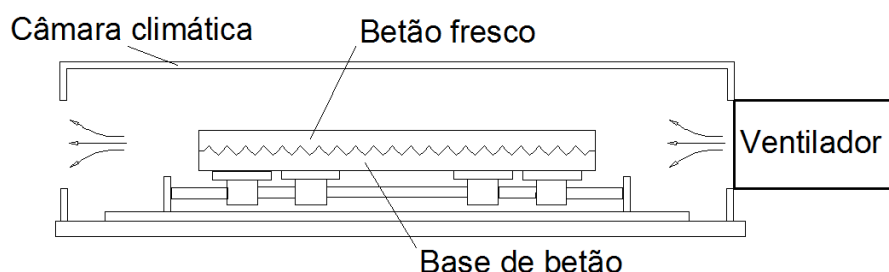


Figura 2.3 – Ensaio de restrição imposta pelo agregado (adaptado de [19]).

Na Alemanha foi desenvolvido pela Technical Academy de Aachen outra metodologia de análise da fendilhação no betão que posteriormente foi adotada na norma TP BE-PCC pela *Highway Construction Department of the Federal Ministry for Transport*. Trata-se de um método de restrição linear que utiliza um elemento de aço com formato em V, no qual o betão é betonado e sujeito a condições ambientais normais (Figura 2.4). O formato específico deste elemento de aço é o principal responsável pela origem da fendilhação, devido à forte restrição que impõe ao betão. Através da observação da abertura de fendas e do padrão de fendilhação é possível obter informação importante sobre a mistura, tratando-se assim de um ensaio de análise qualitativa que é normalmente utilizado para avaliar a inclusão de aditivos plásticos nas camadas superiores de pavimentos [7].

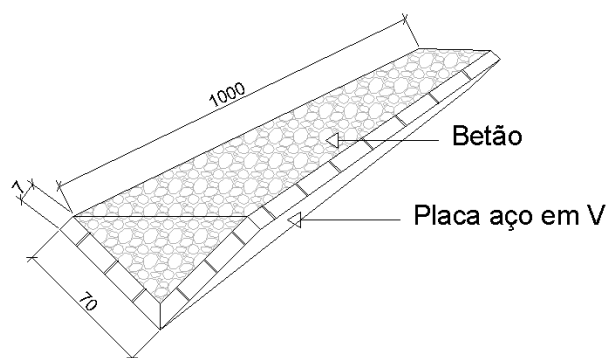


Figura 2.4 – Ensaio de restrição linear germânico (dimensões em [mm]).

Tal como referido anteriormente, existem também ensaios que têm como base a análise da curvatura no betão, tendo sido um deles desenvolvido pela empresa Structural Preservation System. Este ensaio consiste na betonagem sobre uma chapa de aço que é previamente revestida de epóxi e de grãos de areia, de forma a garantir uma perfeita aderência entre a camada de betão e a chapa. O objetivo é estudar qual a curvatura associada à simulação de uma reparação de um pavimento, sendo que a placa de aço representa o pavimento existente e que a curvatura é originada pelo diferencial de deformação existente entre as camadas inferior e superior do betão (Figura 2.5). O provete tem uma das suas extremidades fixas num pórtico e a outra extremidade livre, possibilitando desta forma aferir qual o deslocamento relativo vertical entre as extremidades e calcular a correspondente curvatura [7, 8].

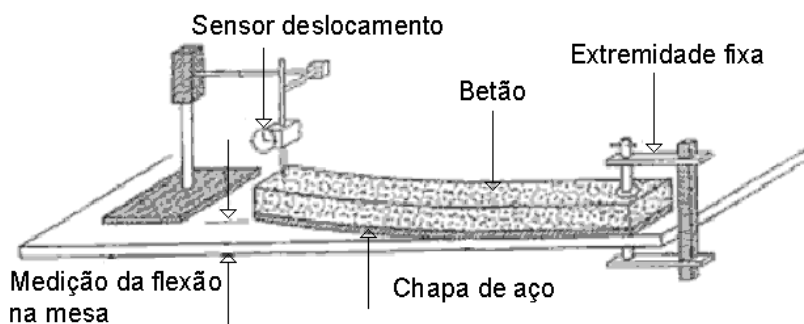


Figura 2.5 – Ensaio de restrição com base na curvatura do provete (adaptado de [7]).

2.2.1.4 Ensaio de restrição longitudinal

Os ensaios com restrição longitudinal têm como base o método do pórtico de fendilhação que foi desenvolvido na Alemanha em 1960 [8]. Este método surgiu inicialmente como forma de avaliar as tensões devidas aos efeitos da temperatura em betão endurecido, tendo posteriormente sido aplicado na avaliação do risco de fendilhação em betões nas primeiras idades. O mecanismo associado a este ensaio utiliza um provete de betão que apresenta um formato de dog-bone, permitindo ancorar o provete numa estrutura mais rígida (normalmente de aço), que é a responsável pela restrição. A deformação e o grau de restrição dependem da relação de rigidez entre o pórtico e o provete, sendo que inicialmente a restrição imposta era bastante inferior a 100%. As forças que se desenvolvem neste ensaio podem ser determinadas

através de um conhecimento prévio das características mecânicas do pórtico, e utilizando sensores elétricos para avaliar a deformação deste último [6, 8].

Posteriormente, também na Alemanha, Springenschmid *et al.* [20] procederam a um melhoramento do pórtico para que este pudesse proporcionar 100% de restrição, e tornar-se assim um ensaio de restrição totalmente impedida. A adaptação desenvolvida englobou a introdução de um sistema ativo numa das extremidades do pórtico, resultando assim num provete com uma extremidade fixa e outra com movimentação ajustável (Figura 2.6). O controlo da deformação pode ser realizado por um motor de passo, com precisão de 1 μm , sendo que a restrição a impor é controlada pela monitorização das deformações registadas em barras de fibra de carbono, localizadas na zona central do provete. Devido à sua aplicação inicial, que é baseada na medição de tensões com origem na temperatura, e também no robusto sistema de controlo de temperatura existente na cofragem, este mecanismo é designado por Temperature Stress Testing Machine (TSTM) [6, 20].

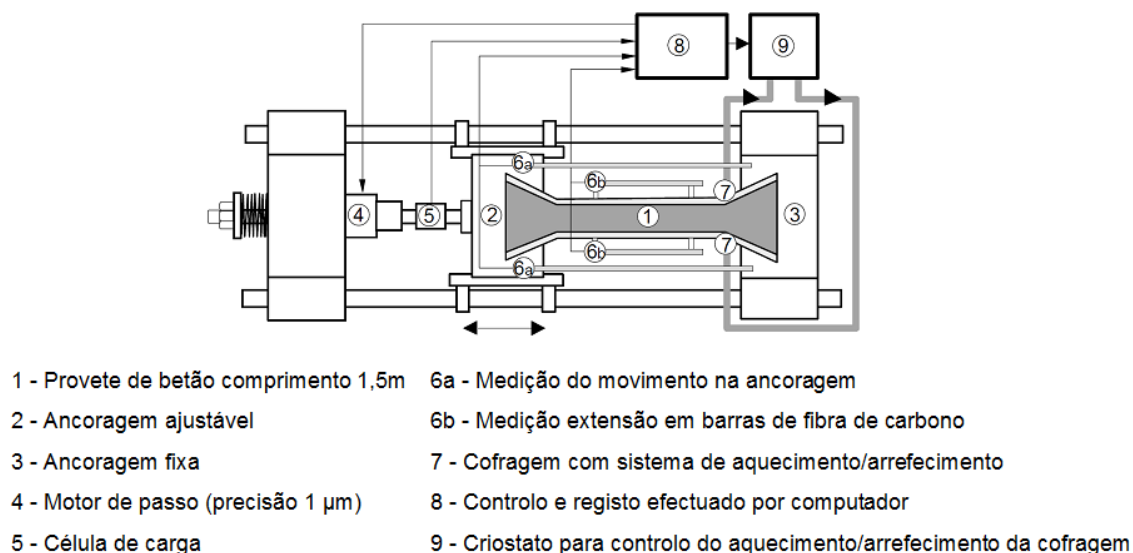


Figura 2.6 – TSTM (adaptado de [6]).

No entanto, apesar do sistema ser bastante robusto para a análise dos efeitos térmicos em betão endurecido, uma série de adaptações e aperfeiçoamentos foi ainda necessária para poder aplicar esta metodologia à análise da retração impedida, nomeadamente em betões jovens.

De entre os primeiros autores a tentarem adaptar o sistema para o estudo da retração impedida destacam-se Paillère e Serrano [21], que desenvolveram um pórtico com uma solução alternativa de controlo da restrição. Neste modelo, a extremidade livre encontra-se ligada a uma máquina de pressão de ar que permite controlar a deformação do provete, sendo este inicialmente betonado horizontalmente, e após ser desmoldado é posicionado verticalmente. A utilização de provetes gémeos (com betão exatamente da mesma amassadura), um restringido e o outro livre, permitiu a Paillère e Serrano [21] controlar a deformação de retração. Com os

dados relativos à tensão registada pela máquina de pressão de ar é possível teoricamente separar as diferentes contribuições de deformação do betão no provete restringido, e obter informação importante sobre a fluência do betão à tração.

Do ponto de vista teórico estava desenvolvido um ensaio capaz de possibilitar o estudo completo da retração impedida. No entanto, do ponto de vista experimental ainda havia um conjunto importante de fatores a melhorar. Um deles era o facto do ensaio se realizar verticalmente, algo que induz a rotura na parte superior do provete devido à ação do peso próprio. Bloom e Bentur [22] desenvolveram um ensaio controlado através de um motor de passo como no TSTM, porém adotaram uma disposição horizontal para o provete. O problema associado às forças de atrito que se desenvolvem entre o molde e o provete foi minimizado introduzindo uma descontinuidade de 2mm no molde, que foi posteriormente preenchida com resina (Figura 2.7).

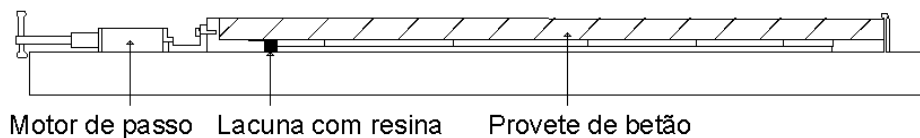


Figura 2.7 – Ensaio de restrição longitudinal executado horizontalmente (adaptado de [22]).

Outras alterações e inovações menos importantes foram sendo aplicadas por outros autores ao longo dos anos, tal como é referido por Bentur e Kovler [8], mas que contribuíram para o contínuo aperfeiçoamento do sistema do ponto de vista experimental. Diferentes esquemas de ancoragem foram utilizados, tal como embeber placas de aço com saliências, ou transformar o típico formato de dog-bone das extremidades do provete em formatos cônicos. Outra evolução engenhosa foi desenvolvida por Banthia *et al.* [23], que apresentou um sistema de roletes ao longo do pórtico, cujo objetivo era servir de apoio para um microscópio, de forma a aumentar a precisão das leituras das aberturas de fendas registadas (no entanto o sistema era destinado para instrumentação de pastas).

Entretanto em 1994 Kovler [24] apresenta um sistema de controlo automático, completamente autónomo (closed loop), destinado ao estudo da retração impedida em betões de idades jovens. Este sistema é baseado no de Bloom e Bentur [22], porém o facto de não necessitar de intervenção humana permite obter resultados com um grau de precisão muito superior, algo que não é desprezável tendo em conta que as deformações envolvidas são da ordem de grandeza da décima do micrómetro. Este controlo consiste numa compensação cíclica da deformação, registada em dois provetes (um restringido e um livre), baseada num critério pré-estabelecido que possibilita a imposição de diferentes níveis de restrição à livre deformação do provete restringido. Basicamente, quando as deformações devidas à retração, às variações da temperatura e à fluência ultrapassam o critério definido, um motor de passo é acionado e a extensão total do provete restringido é reposta para um valor pré-definido de forma a garantir a restrição axial pretendida [8, 24]. A precisão deste sistema permitiu avaliar as deformações de fluência e proceder ao desenvolvimento de modelos numéricos que traduzissem o comportamento diferido do betão sob esforços de tração. No entanto, existiam ainda algumas

lacunas no ensaio que podiam ser melhoradas, tais como: aumentar a precisão do sistema, evitar a fendilhação do betão na zona das ancoragens, garantir a possibilidade de secagem nas quatro faces do provete, garantir um controlo da temperatura em todo o sistema, eliminar os problemas associados a uma fendilhação precoce do provete, *etc.*

No sentido de proceder a estudos de caracterização mais exaustivos, Altoubat e Lange [25, 26] utilizaram o mecanismo de Kovler [24] (Figura 2.8), aplicando diferentes procedimentos experimentais através da variação de alguns fatores: composição do betão, idade de início do ensaio, posição do mecanismo (vertical ou horizontal), ciclos de secagem/molhagem, diferentes zonas instrumentadas simultaneamente, *etc.* A consistência e a quantidade de resultados reportados por estes autores permitiram um conhecimento mais aprofundado sobre este tema, tal como aumentar a confiança no sistema desenvolvido. Do ponto de vista experimental surgiram também alguns contributos, de entre os quais se realça a importância em se garantir uma medição na zona central do provete, e não fixar os LVDTs (Linear Variable Differential Transformers) na zona de ancoragem, uma vez que esta zona não é representativa do ensaio e pode surgir como uma fonte de erro adicional.



Figura 2.8 – Ensaio de restrição longitudinal com sistema automático (adaptado de [26]).

Apesar dos mecanismos mais recentemente desenvolvidos serem também baseados no proposto por Kovler [24], tem havido uma preocupação em garantir um controlo adequado da temperatura do betão, tal como acontecia no TSTM, de forma a obter resultados mais precisos e a separar adequadamente os efeitos da retração e da temperatura. Em Neto *et al.* [27] é apresentado um sistema cujo controlo da temperatura é efetuado através de banhos térmicos realizados em ambos os provetes. Em Delsaute *et al.* [28] esse controlo obtém-se através da circulação de um líquido ao longo de caixas de zinco que envolvem o provete, e utilizando uma cofragem de alumínio de forma a tirar partido da alta condutibilidade térmica deste material (Figura 2.9).

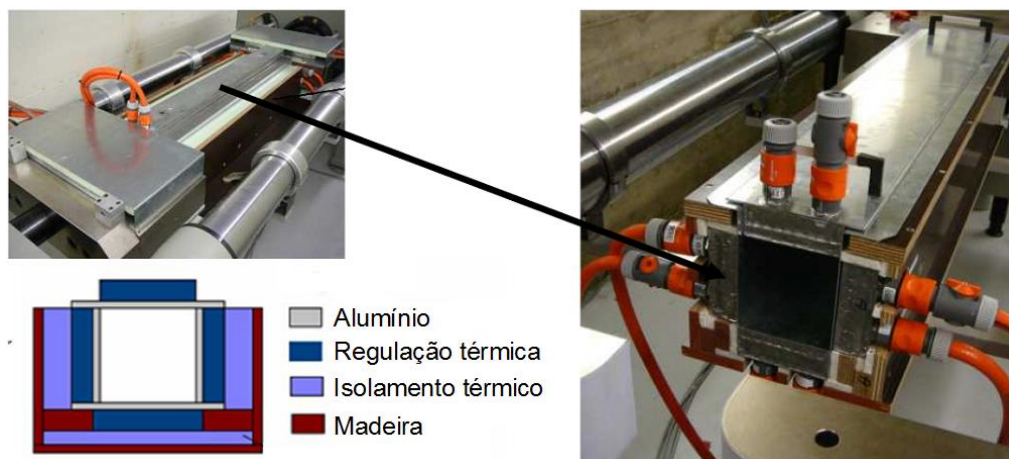


Figura 2.9 – Ensaio de restrição longitudinal com sistema automático e controlo de temperatura (adaptado de [28]).

Numa nova perspetiva de abordagem à presente problemática, Cusson e Hoogeveen [29] apresentaram uma metodologia bastante inovadora face aos mecanismos previamente apresentados. Esta nova técnica consiste em ensaiar provetes restringidos dotados de armaduras, com a vantagem de poder utilizar os próprios varões do elemento como forma de tracionar o provete. Basicamente, quando se pretende aplicar uma tração axial no provete restringido um atuador hidráulico é acionado, alongando as armaduras, que por sua vez tracionam o betão envolvente (Figura 2.10).

A esta modificação do ensaio clássico em betão simples para betão armado estão associadas algumas vantagens e desvantagens. Como vantagens pode-se realçar:

- O contributo que esta abordagem traz no estudo do betão armado, algo que não é desprezável uma vez que a maioria das estruturas atuais se encontra nestas condições.
- A possibilidade de continuar o ensaio caso ocorra uma fissuração imprevista do provete - esta é uma das grandes potencialidades deste sistema resolvendo assim uma das principais limitações dos métodos descritos anteriormente.
- A fendilhação tende a localizar-se na zona central do provete, uma vez que nas extremidades a tensão no betão é inferior à tensão da zona central (devido a tratar-se de uma zona de aderência aço-betão, em que o betão é solicitado em tração de forma muito gradual e crescente).

No entanto, surgem também algumas desvantagens:

- O procedimento experimental envolve um tratamento de resultados mais complexo.
- É necessária uma caracterização prévia dos varões de aço utilizados.
- É necessário garantir um comprimento de amarração em cada extremidade do provete, de forma a garantir uma correta distribuição das tensões ao longo da secção transversal do betão.

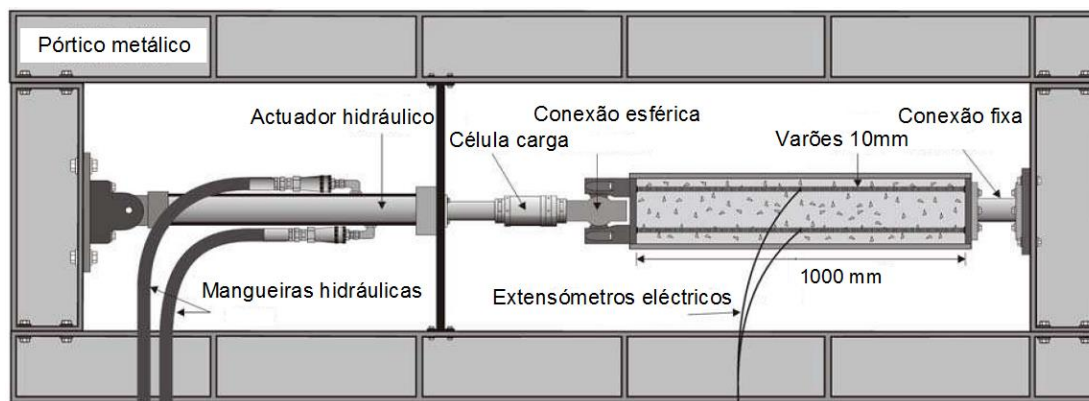


Figura 2.10 – Ensaio de restrição longitudinal realizado num provete armado (adaptado de [30]).

Face aos objetivos traçados no âmbito do presente doutoramento, decidiu-se optar por desenvolver um novo ensaio de restrição longitudinal realizado em betão armado, baseado na ideia inicial do sistema experimental desenvolvido por Cusson e Hoogeveen [29, 30]. Esta escolha teve como principal motivação o facto de ser possível continuar o ensaio mesmo após ocorrer a fissuração do betão (devido à utilização de provetes armados), bem como permitir caracterizar o comportamento de um elemento de betão armado, algo que é mais representativo das estruturas correntes.

2.2.2 Medição da humidade interna em peças de betão

A avaliação da evolução dos perfis de humidade ao longo do processo de secagem do betão tem sido abordada por diferentes autores, tendo havido uma evolução da aplicação das técnicas experimentais no sentido de permitir a medição da humidade relativa *in situ* e não recorrendo a ensaios destrutivos. Inicialmente diversos autores recorriam a ensaios de gravimetria no sentido de determinar a perda de massa ocorrida em betão endurecido quando exposto à secagem controlada em estufa [13, 26, 31, 32]. Este género de ensaios tem a desvantagem de não permitir a avaliação da humidade relativa em profundidade na peça de betão, nem de permitir avaliar a secagem ao longo do tempo.

Face à necessidade de avaliar com precisão estas componentes da retração de secagem, desenvolveram-se novas técnicas de medição do teor de humidade, nomeadamente: o método da absorção de micro-ondas, a absorção de raios gama, a resistividade, as propriedades térmicas, as propriedades dielétricas, a absorção de radiação infravermelha, o tempo de propagação de ondas ultra sónicas, o georradar, o gamadensímetro e o método da humidade relativa [13].

No presente trabalho irá ser apresentado com maior destaque o método da humidade relativa, nomeadamente através do recurso a higrómetros eléctricos, uma vez que foi o método utilizado para monitorizar os vários ensaios experimentais realizados, sendo também o método não destrutivo que apresenta maior fiabilidade, segundo Grasley [33] e Kim e Lee [34]. A campanha experimental desenvolvida teve como objetivo avaliar a humidade relativa a diferentes profundidades dos provetes ao longo do processo de secagem, sendo esta informação

importante para a validação do modelo THM desenvolvido, e consequente aplicação na análise de estruturas mais complexas.

É importante salientar que existem outros métodos para determinação da humidade relativa, tal como a utilização de psicómetros [35], a medição do ponto de orvalho através do método do espelho refrigerado ou o medidor de orvalho de Cloreto de Lítio, e ainda outros que se encontram referenciados em Granja *et al.* [35]. No entanto, o recurso a higrómetros elétricos revela ser mais prático do ponto de vista experimental, e permite obter resultados mais precisos, tendo sido por estes motivos o método de medição implementado.

Na classe dos higrómetros elétricos, existem duas subclasses distintas: os resistivos e os capacitivos. No entanto, os higrómetros elétricos capacitivos quando comparados com os higrómetros resistivos são caracterizados pela sua maior precisão, menor dependência da temperatura e apresentam um tempo de resposta mais reduzido [35].

No entanto, além da escolha do aparelho de medição, existem ainda outros problemas associados à correta determinação da humidade relativa numa peça de betão. Na bibliografia encontram-se reportadas algumas metodologias referidas por diversos autores [33, 36-38] com base na utilização de higrómetros elétricos que permitem colmatar alguns destes problemas. No trabalho desenvolvido por Granja *et al.* [35] as diversas metodologias propostas foram testadas recorrendo a vários higrómetros comerciais, impondo ambientes com humidades relativas controladas, de forma a poder validar os procedimentos sugeridos. Dessa campanha experimental surgiu uma técnica algo inovadora, baseada na metodologia proposta por Grasley [33]. Basicamente a técnica adotada impõe o posicionamento de um tubo plástico oco previamente à betonagem, que permite uma ligação ao exterior do local onde se pretende realizar a medição da humidade relativa no betão, introduzindo desta forma um macro-poro na estrutura (ver Figura 2.11a). Assim evita-se a necessidade de perfurar o betão endurecido (metodologia proposta por Andrade *et al.* [36]), que se revela ser um procedimento bastante intrusivo para o material.

Tendo assim acesso físico ao local em que se pretende realizar a medição da humidade relativa, facilmente se pode introduzir o sensor, deixando-o permanecer no tubo plástico durante o período que for necessário para estabilizar o sinal de leitura (cerca de 3-4h) – ver Figura 2.11b. No sentido de minimizar trocas entre o ambiente exterior e o ambiente interior do tubo plástico, convém garantir que as dimensões do tubo se assemelham às dimensões do sensor utilizado. Além disso, ainda se garante a selagem do orifício durante o período de medição, através da utilização de uma rolha de borracha que apenas contém um orifício central para permitir a passagem do cabo elétrico – ver Figura 2.11a e Figura 2.12. Na Figura 2.12 é ainda possível verificar como se procede ao preenchimento do orifício central, durante o período em que não se procede a medições no interior do tubo plástico, garantindo igualmente a sua selagem.

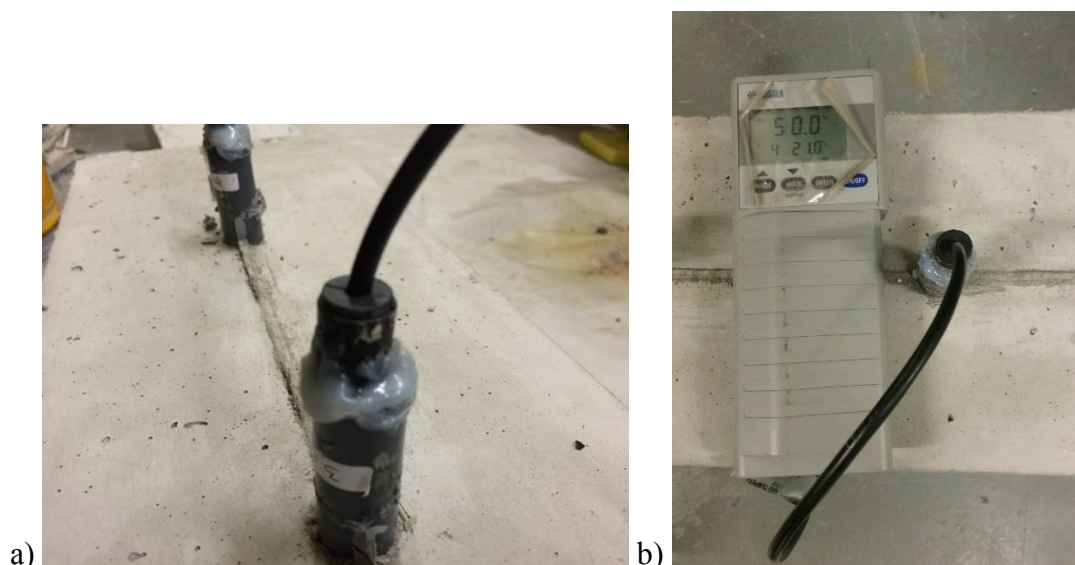


Figura 2.11 – Medição da humidade relativa numa peça de betão.



Figura 2.12 – Pormenor da rolha de borracha isolante do tubo plástico.

Importa referir que na metodologia proposta por Grasley [33] é utilizado um sensor para cada local de medição da humidade relativa, inserido previamente à betonagem. Além deste procedimento ser bastante dispendioso face ao número de sensores necessários para uma vasta campanha experimental, nos trabalhos desenvolvidos em Granja *et al.* [35] verificou-se que para humidades relativas próximas de 100% os sensores apresentavam significativas perda de precisão, necessitando os sensores de novas calibrações, ocorrendo por vezes avarias destes últimos. Grasley [33], para evitar este mau funcionamento do circuito elétrico quando contacta com humidades relativas elevadas, propôs a utilização de tecido Gore-Tex® na interface poro/betão.

Nos trabalhos desenvolvidos por Granja *et al.* [35], além de ter verificado a aplicabilidade do tecido de Gore-Tex®, aproveitou-se a sugestão de Grasley [33] para garantir uma maior selagem de todo o sistema de medição face ao exterior, introduzindo igualmente Gore-Tex® na interface poro/betão – permitindo assim medições desde do momento da betonagem, mesmo para humidades relativas próximas dos 100%.

O sensor utilizado para a realização da campanha experimental desenvolvida no âmbito do presente doutoramento foi o higrómetro Vaisala HM44 (ver Figura 2.11b), uma vez que foi o sensor que apresentou um melhor comportamento, quando comparado com alguns congéneres

reportados na bibliografia (nomeadamente os sensores Proceq Hygropin, Sensirion SHT75 e Honeywell HIH-4010 – ver Granja *et al.* [35]).

2.3 Abordagem numérica – modelo THM

O presente subcapítulo tem como objetivo apresentar de forma sucinta as várias componentes do modelo THM desenvolvido por Azenha [2, 11, 39], utilizado para a simulação numérica do betão na presente dissertação. O modelo permite a modelação de vários fenómenos complexos não-lineares, tais como o processo de geração de calor associado à hidratação do cimento, a troca de calor com o meio envolvente, o fenómeno da retração de secagem do betão, o fenómeno da fendilhação, *etc.*

2.3.1 Componente térmica

2.3.1.1 Modos de transferência de calor

A transferência de calor ocorre através de três mecanismos principais, conforme sintetizado na Figura 2.13: por condução, convecção e radiação [2]. A condução é um processo de transferência de calor no qual o transporte da energia térmica é realizado pela vibração aleatória de moléculas, ou pelo movimento de eletrões livres, sendo o típico mecanismo de transferência nos sólidos. A convecção depende do movimento de fluidos para a transferência de calor: numa transferência típica por convecção uma superfície quente aquece o fluido envolvente, e sendo este substituído por um fluido mais frio, que tem mais potencial para armazenar calor, promove-se um ciclo de movimentação do fluido. Por último, a radiação encontra-se relacionada com a transmissão de energia de um corpo por ação da sua temperatura. A transferência de calor por radiação é feita através de ondas eletromagnéticas (de acordo com a Teoria Clássica de Maxwell), ou através de partículas discretas de fótons (hipótese de Planck) [2].

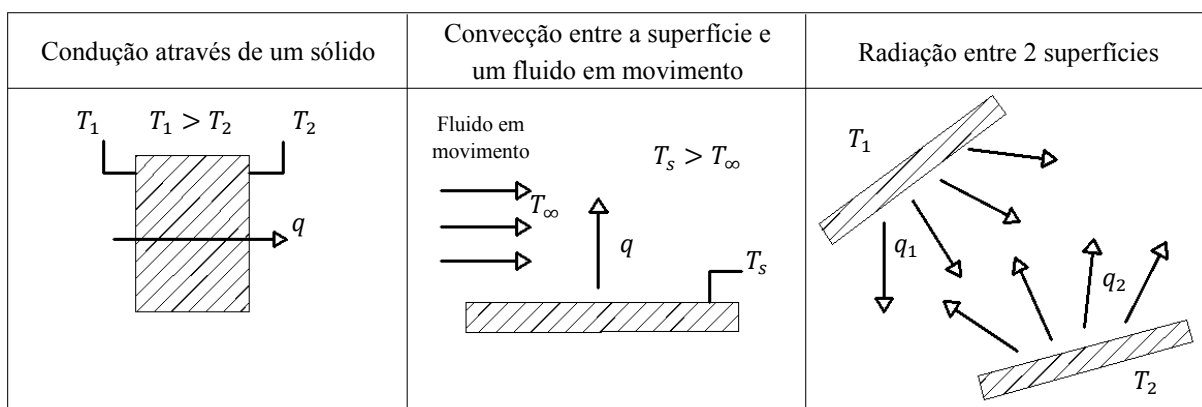


Figura 2.13 – Modos de transferência de calor (adaptado de [2]).

2.3.1.2 Procedimento de medianização do material

Em diferentes escalas, o betão pode ser considerado como um material poroso heterogéneo. Contudo, quando se pretende avaliar a distribuição térmica numa estrutura de betão não é geralmente prioritário conhecer a distribuição de temperatura na escala do cimento e dos agregados. Inclusive, é preferível uma abordagem macro, que permita uma avaliação média do balanço de energia do betão nos seus diferentes estados (sólido, líquido e gasoso) através da caracterização de um elemento representativo de volume (o ‘Representative Elementary Volume’, ou REV). Assim, o betão é interpretado a uma escala macro, assumindo-se um meio isotrópico homogéneo, tendo consciência que na sua microescala se trata de um material heterogéneo e não-isotrópico. Esta abordagem facilita a dedução da equação que governa o balanço de energia para o campo térmico do betão. De facto, apesar de ser possível modelar adequadamente o fenómeno a nível da microescala, a sua aplicação a estruturas reais levaria a incomportáveis tempos de cálculo computacionais, tornando esta abordagem impraticável. A abordagem adotada de medianização do material assume que todas as fases (sólido, gás e líquido) ocorrem em todos os elementos do REV, em todos os instantes. No entanto, é necessário escolher cuidadosamente as dimensões para o REV, uma vez que este deve ser suficientemente grande por forma a garantir que as heterogeneidades têm uma influência negligenciável, mas que é suficiente pequeno de forma a permitir caracterizar adequadamente o meio que se pretende simular [40]. Na Figura 2.14, apresenta-se uma representação gráfica sobre a escolha do valor de volume $d\Omega$ a considerar como REV [41].

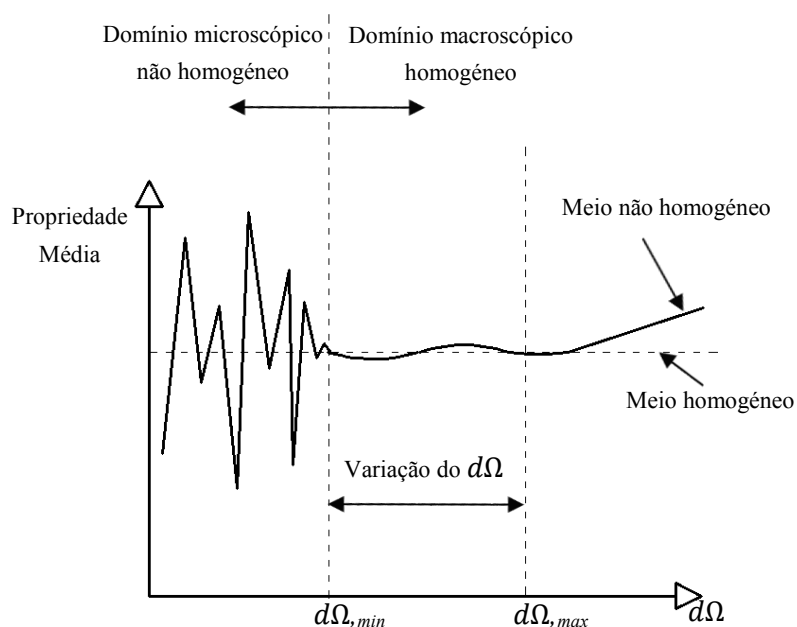


Figura 2.14 – Valor médio de uma propriedade como função do volume médio $d\Omega$ (adaptado de [41]).

2.3.1.3 Equações de condução do calor

A equação que rege a condução de calor em sólidos é conhecida como lei de Fourier, e numa dimensão expressa-se da seguinte forma:

$$q_x = -kA \frac{\partial T}{\partial x} \quad (2.1)$$

em que q_x representa o fluxo de calor (W) através da área A (m²), k é a condutividade térmica (Wm⁻¹K⁻¹), T representa a temperatura (K) e x é a coordenada espacial (m).

Contudo, num ambiente poroso como o betão, o calor pode também ser transferido consequência do fluxo de humidade [42]. Surge então uma alteração na Eq. 2.1, aparecendo uma nova parcela associada a um fluxo de calor produzido por um gradiente de concentração da humidade (o efeito de Dufour) [43]:

$$q_x = -kA \frac{\partial T}{\partial x} - k_{duf}A \frac{\partial w}{\partial x} \quad (2.2)$$

onde k_{duf} representa o coeficiente de proporcionalidade entre o fluxo de humidade e a condutividade (Wm⁻¹kg⁻¹) e w representa a massa (kg) de água livre (não ligada quimicamente) por unidade de volume de betão. Contudo, está provado que o efeito de Dufour representa um contributo negligenciável na transferência de calor para o betão em ambientes de temperatura normais [42]. Assim sendo, este efeito será desprezado no modelo desenvolvido, não havendo assim uma influência direta da componente térmica com a componente higrométrica, ainda que o modelo inclua ambos os fenómenos.

A nível macroscópico e tridimensional, a equação que governa o balanço de energia pode ser representada tendo em conta as coordenadas cartesianas do REV, conforme se pode observar na Figura 2.15.

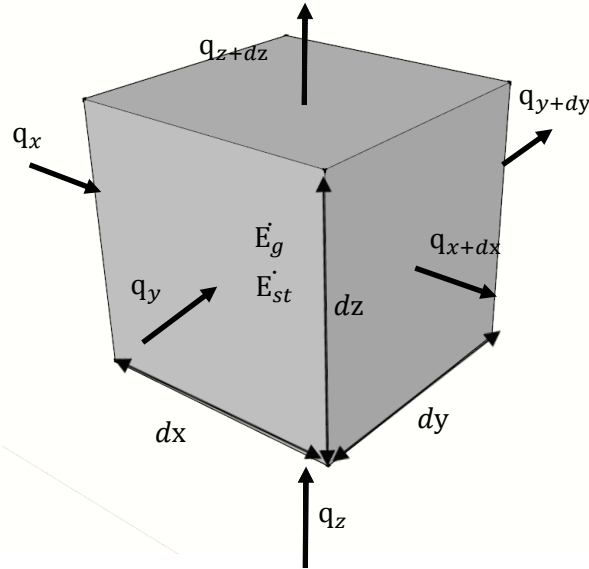


Figura 2.15 – Condução de calor no REV (adaptado [2]).

Na presença de gradientes térmicos, a condução de calor ocorre através das superfícies do REV, perpendicularmente a estas. Em três das superfícies ortogonais o fluxo de calor pode ser representado por q_x , q_y e q_z , sendo que nas faces opostas o fluxo de calor deve ser representado como segue, de acordo com a expansão da série de Taylor (negligenciando os termos de segunda ordem e superiores):

$$q_{x+\partial x} = q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \partial x \quad q_{y+\partial y} = q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} \partial y \quad q_{z+\partial z} = q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z} \partial z \quad (2.3)$$

Representando a geração interna de calor por unidade de volume por \dot{Q} (Wm^{-3}) – associada, por exemplo, à reação de hidratação do cimento – o rácio de geração de energia no REV calcula-se da seguinte forma:

$$\dot{E}_g = \dot{Q} \partial x \partial y \partial z \quad (2.4)$$

O rácio de energia armazenado no REV, \dot{E}_{st} (W), pode ser expresso como uma função da derivada da temperatura em ordem ao tempo, do calor específico do material c ($\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$) e da massa específica ρ (kgm^{-3}):

$$\dot{E}_{st} = \rho c \dot{T} \partial x \partial y \partial z \quad (2.5)$$

Considerando o rácio de energia de entrada, \dot{E}_{in} , e de saída, \dot{E}_{out} , do REV, o balanço da energia num sistema fechado, de acordo com a Primeira Lei da Termodinâmica, pode ser definido como:

$$\dot{E}_{in} + \dot{E}_g - \dot{E}_{out} = \dot{E}_{st} \quad (2.6)$$

Incluindo ainda os fluxos de energia representados na Figura 2.15, e fazendo intervir as Eq. 2.4 e Eq. 2.5 na Eq. 2.6, obtém-se a seguinte expressão:

$$q_x + q_y + q_z + \dot{Q} \partial x \partial y \partial z - q_{x+\partial x} - q_{y+\partial y} - q_{z+\partial z} = \rho c \dot{T} \partial x \partial y \partial z \quad (2.7)$$

Esta pode ainda ser alterada fazendo intervir a Eq. 2.3, convertendo-se em:

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} \partial x - \frac{\partial q_y}{\partial y} \partial y - \frac{\partial q_z}{\partial z} \partial z + \dot{Q} \partial x \partial y \partial z = \rho c \dot{T} \partial x \partial y \partial z \quad (2.8)$$

De acordo com o princípio expresso na Eq. 2.1, a transferência de calor através das superfícies do REV pode ser traduzida da seguinte forma:

$$q_x = -k \partial y \partial z \frac{\partial T}{\partial x} \quad q_y = -k \partial x \partial z \frac{\partial T}{\partial y} \quad q_z = -k \partial x \partial y \frac{\partial T}{\partial z} \quad (2.9)$$

pelo que a expressão geral de condução de calor expressa na Eq. 2.8 se transforma em:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{Q} = \rho c \dot{T} \quad (2.10)$$

Finalmente, nos casos em que a condutividade térmica se mantém inalterada durante o período da análise, é usual representar a Eq. 2.10 da seguinte forma:

$$k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + \dot{Q} = \rho c \dot{T} \quad (2.11)$$

No que diz respeito à geração interna de calor foi aplicada a metodologia de extrapolação indicada em Azenha [2], sendo que o rácio de geração do calor decorrente da hidratação do cimento, \dot{Q} , pode ser expresso através de uma função do tipo Arrhenius[44]:

$$\dot{Q} = f(\alpha_T) A_T e^{\frac{-E_a}{RT}} \quad (2.12)$$

onde $f(\alpha_T)$ é a função de geração de calor normalizada, α_T representa o grau de hidratação (relação entre o calor libertado na reação até determinado instante e o calor total que o processo

de hidratação do cimento pode gerar), A_T é uma constante, R é a constante dos gases perfeitos ($8.314 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$) e E_a é a energia de ativação aparente (Jmol^{-1}). Em Azenha [2] é possível encontrar tabelados os parâmetros numéricos que caracterizam os cimentos tradicionalmente utilizados em Portugal.

2.3.1.4 Condições fronteira

A convecção é um dos fenómenos que condiciona as condições fronteira do problema térmico, podendo aquela ser natural ou forçada. Do ponto de vista numérico ambas são tratadas como se apenas se considerasse um fenómeno único, uma vez que o mecanismo de transferência de calor é basicamente o mesmo – movimento do ar. Assim sendo, a transferência de calor entre o betão e o ambiente através da convecção é modelado através da lei de Newton para o arrefecimento [45]:

$$q_{h,c} = h_T(T_{surf} - T_{env}) \quad (2.13)$$

onde $q_{h,c}$ representa o fluxo de calor na superfície [Wm^{-2}], h_T representa o coeficiente de transferência de calor associado à convecção [$\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$], e T_{env} e T_{surf} representam as temperaturas do ambiente e da superfície do betão respetivamente [K].

A condição fronteira associada ao fluxo de calor por radiação é modelada de uma forma simplificada através da proposta de Branco *et al.* [46], isto é, de forma análoga à equação utilizada para definir a condição de convecção. Na Eq. 2.13 apenas se substitui o coeficiente de transferência de calor associado à convecção h_T , pelo associado à radiação, h_r :

$$q_{h,r} = h_r(T_{surf} - T_{env}) \quad (2.14)$$

Tendo em conta a semelhança das Eqs 2.13 e 2.14, é possível idealizar um coeficiente único de transferência de calor associado ao conjunto dos fenómenos de convecção e radiação, $h_{cr} = h_T + h_r$, resultando no final a seguinte expressão para definir as condições fronteira do problema térmico:

$$q_h = q_{h,c} + q_{h,r} = h_{cr}(T_{surf} - T_{env}) \quad (2.15)$$

2.3.1.5 Implementação numérica com recurso ao MEF

A equação de transferência de calor, em conjunto com as condições fronteira do problema térmico, foi implementada através do recurso ao Método dos Elementos Finitos (MEF).

Tendo em conta a Eq. 2.10 e considerando as condições de Neumann na fronteira Γ_q , onde o fluxo q_h é tido em conta – ver Eq. 2.15 –, surge então a expressão:

$$-\left(k \frac{\partial T}{\partial x} l + k \frac{\partial T}{\partial y} m + k \frac{\partial T}{\partial z} n\right) = h_{cr}(T - T_{env}) = q_h \quad (2.16)$$

onde l , m e n representam as componentes do versor normal a Γ_q . Através dos procedimentos habituais associados ao MEF, uma interpolação da forma

$$T = \mathbf{N} \mathbf{T}^e \quad (2.17)$$

é assumida, sendo que N representa a matriz de interpolação e T^e designa as temperaturas nodais para um determinado elemento finito (EF) com volume $d\Omega$. Aplicando o princípio dos resíduos pesados de Galerkin à equação de campo 2.10, e atendendo às condições fronteira definidas na Eq. 2.16, o equilíbrio térmico sobre o volume Ω e a fronteira Γ_q pode ser expresso recorrendo a um integral da forma:

$$\int_{\Omega} N^T \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{Q} - \rho c \dot{T} \right] d\Omega + \int_{\Gamma_q} N^T [q_h - h_{cr}(T - T_{env})] d\Gamma_q = 0 \quad (2.18)$$

É possível obter uma forma mais desenvolvida da Eq. 2.18 integrando por partes os primeiros três termos da equação:

$$- \int_{\Omega} \left(k \frac{\partial N^T}{\partial x} \frac{\partial T}{\partial x} + k \frac{\partial N^T}{\partial y} \frac{\partial T}{\partial y} + k \frac{\partial N^T}{\partial z} \frac{\partial T}{\partial z} - N^T \dot{Q} + N^T \rho c \dot{T} \right) d\Omega - \int_{\Gamma_q} N^T q_h d\Gamma_q + \int_{\Gamma_q} N^T h_{cr}(T - T_{env}) d\Gamma_q = 0 \quad (2.19)$$

Simplificando esta Eq. 2.19 obtém-se a seguinte expressão:

$$\int_{\Omega} \left(k \frac{\partial N^T}{\partial x} \frac{\partial T}{\partial x} + k \frac{\partial N^T}{\partial y} \frac{\partial T}{\partial y} + k \frac{\partial N^T}{\partial z} \frac{\partial T}{\partial z} - N^T \dot{Q} + N^T \rho c \dot{T} \right) d\Omega + \int_{\Gamma_q} N^T h_{cr}(T - T_{env}) d\Gamma_q = 0 \quad (2.20)$$

na qual pode ser introduzida a aproximação traduzida pela Eq. 2.17. Desta forma resulta para a Eq. 2.20 o seguinte formato, mais conveniente para a respetiva implementação numérica:

$$C^e \dot{T} + G^e T = F_T^e + F_Q^e \quad (2.21)$$

onde as matrizes e vetores referentes a cada EF (referenciados pelo índice ‘e’) são calculados de acordo com as seguintes expressões [11]:

$$C^e = \int_{\Omega^e} N^T \rho c N d\Omega \quad (2.22)$$

$$G^e = \int_{\Omega^e} \nabla N^T k \nabla N d\Omega + \int_{\Gamma_q^e} N^T h_{cr} N d\Gamma_q \quad (2.23)$$

$$F_T^e = \int_{\Gamma_q^e} N^T h_{cr} T_{env} d\Gamma_q \quad (2.24)$$

$$F_Q^e = \int_{\Omega^e} N^T \dot{Q} d\Omega \quad (2.25)$$

Implementando um esquema de integração no domínio do tempo t , e assumindo a seguinte aproximação ‘backward-Euler’ (incondicionalmente estável):

$$\dot{T}_{n+1} = \frac{(T_{n+1} - T_n)}{\Delta t} \quad (2.26)$$

na qual os índices n e $n+1$ se referem a dois instantes consecutivos t_n e t_{n+1} , e $\Delta t = t_{n+1} - t_n$, a Eq. 2.21 definida para o instante t_{n+1} transforma-se em:

$$\frac{1}{\Delta t} C_{n+1}^e (T_{n+1}^e - T_n^e) + G_{n+1}^e T_{n+1}^e = F_{T,n+1}^e + F_{Q,n+1}^e \quad (2.27)$$

Procedimentos habituais de assemblagem dos contributos dos diferentes EF de uma discretização podem agora ser aplicados de forma a constituir as matrizes \mathbf{C}_{n+1} e \mathbf{G}_{n+1} e os vetores $\mathbf{F}_{T,n+1}$ e $\mathbf{F}_{Q,n+1}$ necessários para a análise através do MEF de um problema térmico estrutural, ou seja:

$$\left(\frac{\mathbf{C}_{n+1}}{\Delta t} + \mathbf{G}_{n+1}\right) \mathbf{T}_{n+1} = \mathbf{F}_{T,n+1} + \mathbf{F}_{Q,n+1} + \frac{\mathbf{C}_{n+1}}{\Delta t} \mathbf{T}_n \quad (2.28)$$

Devido à necessidade de calcular $\mathbf{F}_{Q,n+1}$ para o incremento $n + 1$, que de acordo com a Eq. 2.25 depende de \mathbf{T}_{n+1} e de $\dot{\mathbf{Q}}_{n+1}$ (que define o calor gerado pela hidratação do cimento, e que é normalmente calculado através da lei de Arrhenius), observa-se então uma dependência não linear na Eq. 2.28. Por este motivo, adota-se normalmente um processo de resolução da Eq. 2.28 iterativo, como por exemplo o método de Newton-Raphson, de forma a extrair as temperaturas dos nós da malha de EF no instante t_{n+1} .

A formulação que foi explanada pode ser implementada em condições 1D, 2D ou 3D, aplicando diferentes tipos de EF isoparamétricos ao betão e às condições fronteira (por exemplo: se forem utilizados EF 3D para o betão, os EF nas fronteiras devem ser 2D). Os integrais presentes nas Eqs. 2.21-2.24 são calculados utilizando a habitual regra de integração numérica com recurso a pontos de Gauss.

Uma breve descrição do procedimento geral para realizar a análise térmica do betão, desde as idades jovens, é apresentada no Quadro 2.1 [2], onde as operações necessárias para avaliação da distribuição das temperaturas finais são reproduzidas considerando a aplicação do método iterativo de Newton-Raphson.

Para simplificação da interpretação, a Eq. 2.28 pode ainda ser reescrita da seguinte forma:

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+1} \mathbf{T}_{n+1} = \hat{\mathbf{F}}_{n+1} \quad (2.29)$$

sendo

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+1} = \frac{\mathbf{C}_{n+1}}{\Delta t} + \mathbf{G}_{n+1} \quad (2.30)$$

$$\hat{\mathbf{F}}_{n+1} = \mathbf{F}_{T,n+1} + \mathbf{F}_{Q,n+1} + \frac{\mathbf{C}_{n+1}}{\Delta t} \mathbf{T}_n \quad (2.31)$$

Quadro 2.1– Esquema do modelo térmico.

INPUT: $n, \mathbf{T}_n, \Delta t, t_{end}, TOLER, Q_{total}, \dot{\mathbf{Q}}_n, \mathbf{Q}_n$

OUTPUT: \mathbf{T}_{n+1}

(i) Atualizar o tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$.

$t_{n+1} > t_{end}$ Não: Ir para (ii).

Sim: Ir para (x).

(ii) Inicializar contador de iterações $i = 0$, impor $\Delta T_{n+1}^{i=0} = 0$ e $\dot{Q}_{trial} = \dot{Q}_n$.

(iii) Definir $T_{n+1}^i = T_n + \Delta T_{n+1}^i$.

(iv) Calcular \hat{F}_{n+1}^i com base nas seguintes entidades calculadas:

$$Q_{n+1}^i = Q_n + \dot{Q}_{trial} \Delta t$$

$$\alpha_{T,n+1}^i = \frac{Q_{n+1}^i}{Q_{total}}$$

$$Q_{n+1}^i(\alpha_{T,n+1}^i, T_{n+1}^i)$$

Preparar \dot{Q}_{trial} para a iteração seguinte $\dot{Q}_{trial} = \dot{Q}_{n+1}^i$.

Se necessário calcular \hat{K}_{n+1}^i .

(v) Calcular o vetor de resíduos $\psi_{n+1}^i = \hat{F}_{n+1}^i - \hat{K}_{n+1}^i T_{n+1}^i$.

(vi) Verificação da convergência:

$$||\psi_{n+1}^i|| \leq TOLER \quad ? \text{Não: Ir para (vii).}$$

Sim: Ir para (ix).

(vii) Calcular $\Delta T_{n+1}^{i=1} = \Delta T_{n+1}^i + (\hat{K}_{n+1}^i)^{-1} \psi_{n+1}^i$.

(viii) Atualizar contador de iterações $i = i + 1$. Ir para (iii).

(ix) Atualizar contador de incrementos $n = n + 1$. Ir para (i).

(x) Fim.

2.3.2 Componente higrométrica

2.3.2.1 Equações para o campo de humidade no betão

A modelação do campo de humidade no betão pode ser feita em diversas escalas e em diferentes níveis de detalhe. Alguns autores que abordaram a problemática associada à fendilhação envolvente dos agregados, devido à ação da retração restringida, tiveram que adotar modelos que permitissem a modelação explícita dos inertes [47-49]. No entanto, na presente tese é considerada uma abordagem macroscópica, em que se caracteriza o campo de humidade no betão (nas suas fases sólida, líquida e gasosa) através de um elemento representativo do volume (o já referido REV). A maior parte dos autores que lidam com problemas de fluxo de humidade, em peças de betão não saturadas, assumem poros não deformáveis em condições isotérmicas, e

aplicam a primeira lei de Fick como base para a equação de equilíbrio de massas [2]. Também é considerado que apenas a água evaporável é sujeita a transporte, sendo adotada como variável do problema [50]. A formulação matemática associada à teoria da difusão para materiais isotrópicos é baseada na hipótese de que a taxa de transferência da substância a difundir por uma área unitária é proporcional ao seu gradiente de concentração medido na direção normal à secção, ou seja:

$$J = -D \text{grad}(W_e) \quad (2.32)$$

onde J representa o fluxo de difusão [$\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$], D é o coeficiente de difusão [m^2s^{-1}] e W_e representa a concentração de água evaporável [kgm^{-3}].

Considerando um REV paralelepípedo com os seus lados paralelos aos eixos, com dimensões $2dx$, $2dy$, $2dz$ (ver Figura 2.16), o centro do REV é $P(x,y,z)$, onde a concentração de água evaporável é W_e . Então, o fluxo de água ao longo do eixo x e através da face ABCD pode ser expresso da seguinte forma:

$$Q_1 = 4dydz \left(J_x - \frac{\partial J_x}{\partial x} dx \right) \quad (2.33)$$

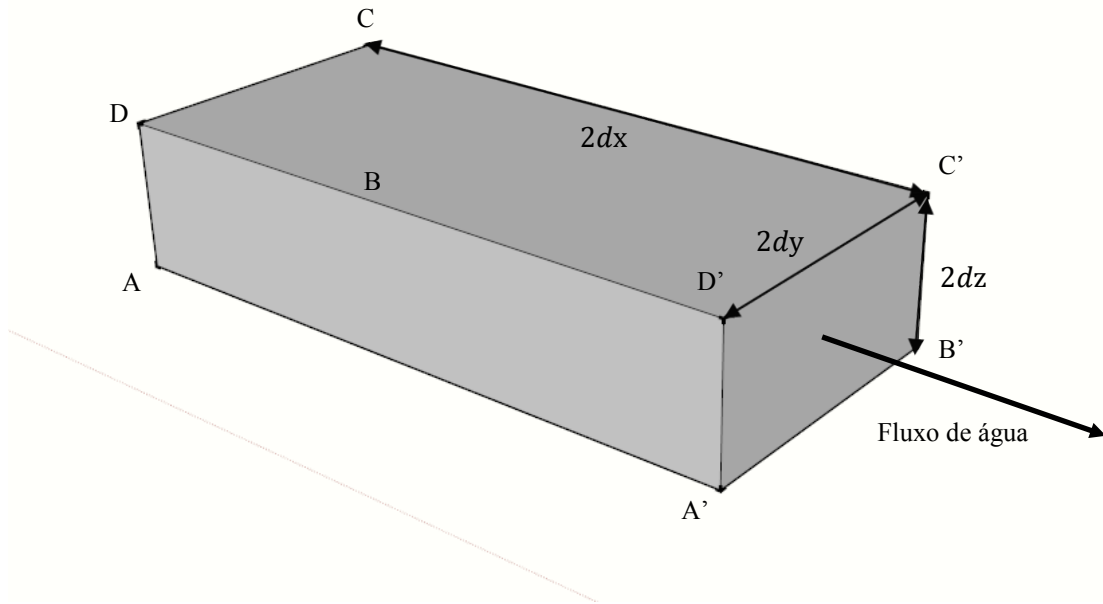


Figura 2.16 – Movimento da água no REV (adaptado [2]).

Analogamente é possível obter a seguinte expressão para o fluxo através da superfície $A'B'C'D'$:

$$Q_2 = 4dydz \left(J_x - \frac{\partial J_x}{\partial x} dx \right) \quad (2.34)$$

Com base nas Eqs. 2.33 e 2.34 é possível obter a contribuição de ambas as faces para o aumento da substância difundida no REV:

$$Q_x = -8dxdydz \left(\frac{\partial J_x}{\partial x} \right) \quad (2.35)$$

As contribuições das outras quatro faces podem ser obtidas de forma análoga:

$$Q_y = -8dx dy dz \left(\frac{\partial J_y}{\partial y} \right) \quad (2.36)$$

$$Q_z = -8dx dy dz \left(\frac{\partial J_z}{\partial z} \right) \quad (2.37)$$

Deve ser tido em conta que o betão é um material poroso, e que a concentração de água W corresponde à soma da concentração da água evaporável W_e e da concentração da água não evaporável W_n . Então, o aumento global da concentração de água no REV pode ser calculado com base numa função da variação da concentração total de água ao longo do tempo:

$$Q = 8dx dy dz \left(\frac{\partial (W_e + W_n)}{\partial t} \right) \quad (2.38)$$

Desta forma a equação de equilíbrio de massas pode ser expressa como:

$$\dot{W}_e + \dot{W}_n + \frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{\partial J_y}{\partial y} + \frac{\partial J_z}{\partial z} = 0 \quad (2.39)$$

a qual, aplicando a Eq. 2.32, pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\dot{W}_e = \text{div}(D \text{grad}(W_e)) - \dot{W}_n \quad (2.40)$$

O último termo desta equação reflete o consume de água devido às reações químicas, que reduz a quantidade de água evaporável disponível no sistema poroso. Este termo é obviamente importante para as primeiras idades do betão, mas a sua importância torna-se negligenciável após alguns dias, à medida que a taxa de hidratação do cimento diminui.

Em alternativa à formulação apresentada, baseada na concentração de água no sistema, alguns autores defendem que a formulação do campo de humidade do betão se pode expressar com base na humidade relativa interna H . Seguindo esta linha de pensamento a Eq. 2.32 pode ser reaproveitada, mas reescrita introduzindo o coeficiente de difusão D_H :

$$J = -D_H \text{grad}(H) \quad (2.41)$$

A Eq. 2.39 deve analogamente ser reescrita numa nova forma:

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{\partial J_y}{\partial y} + \frac{\partial J_z}{\partial z} = 0 \quad (2.42)$$

onde se pode definir o primeiro termo como:

$$\dot{W} = \frac{\partial W}{\partial H} \dot{H} \quad (2.43)$$

Nesta equação \dot{H} tem duas componentes (considerando condições isotérmicas): uma devida à secagem, $\left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)_{\text{drying}}$, e outra devida ao consumo interno de água associada às reações químicas, $\frac{\partial H_s}{\partial t}$.

$$\dot{H} = \left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)_{\text{drying}} + \frac{\partial H_s}{\partial t} \quad (2.44)$$

Da combinação das Eqs. 2.41-2.44 resulta uma equação final que governa o campo de humidade no betão, baseada na humidade relativa:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \left(\frac{\partial W}{\partial H} \right)^{-1} \text{div}[D_H \text{grad}(H)] + \frac{\partial H_s}{\partial t} \quad (2.45)$$

Além do parâmetro que governa o fluxo higrométrico, as Eqs. 2.40 e 2.45 têm uma diferença importante: assumindo a humidade relativa como variável de base, o fator $\left(\frac{\partial W}{\partial H} \right)^{-1}$ aparece do lado direito da Eq. 2.45. Este fator é o equivalente ao declive da isotérmica da humidade $W = f(H)$, sendo também conhecido como a capacidade de humidade do sistema. Alguns autores consideram que a capacidade de humidade de um sistema cimentício para humidades relativas habituais ($H > 50\%$) é quase constante [51], algo que motivou a simplificação da Eq. 2.45, aglomerando a capacidade de humidade do sistema e o coeficiente de difusividade D_H num coeficiente único D_{H^*} :

$$\dot{H} = \text{div}[D_{H^*} \text{grad}(H)] + \dot{H}_s \quad (2.46)$$

Se a análise do campo higrométrico do betão for realizada após finalização da reação de hidratação do cimento, ou se a influência da autodessecação na humidade dos poros for negligenciável (ou seja, no caso de misturas com relação w/c elevadas [52]), o último termo da Eq. 2.46 pode ser desprezado, resultando numa simplificação adicional, que corresponde à metodologia proposta pelo MC2010 [53]:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \text{div}[D_{H^*} \text{grad}(H)] \quad (2.47)$$

É importante referir que o parâmetro de difusão D_{H^*} pode ser modelado com base na Eq. 2.48, inicialmente proposta por Bazant [54]:

$$D_{H^*} = D_1 \left[\alpha_H + \frac{1 - \alpha_H}{1 + \left[\frac{1 - H}{1 - H_c} \right]^n} \right] \quad \text{with} \quad \alpha_H = \frac{D_0}{D_1} \quad (2.48)$$

onde D_1 e D_0 são, respetivamente, os valores de D_{H^*} para $H = 1$ e $H = 0$, H_c representa a humidade relativa para a qual $D_{H^*} = 0.5 D_1$ e n é uma propriedade do material.

No presente trabalho será apresentada a implementação numérica desprezando o contributo da componente \dot{H}_s , simplificação aceitável tendo em conta que os betões em estudo correspondem a classes de resistência normais, onde o impacto da retração autógena se revela diminuto.

É também de salientar que vários autores que utilizam H como variável de base para modelação do campo higrométrico no betão normalmente defendem esta opção com base nos seguintes argumentos:

- Para relações w/c habituais, a variação de H devido às reações químicas da hidratação é relativamente reduzida (inferior a 3%), e por isso este efeito pode ser desprezado mesmo que as reações ainda não tenham terminado. Isto apenas no caso de W não ser usado como parâmetro potencial do sistema, uma vez que W_e e W_n variam significativamente durante a hidratação.
- As condições fronteira são mais facilmente definidas em função de H [51].

- A generalização da equação de campo (derivada para condições isotérmicas) a situações em que ocorram variações da temperatura é mais simples, caso o parâmetro que governa a equação seja H [55].
- O uso de H é considerado mais prático na resolução de problemas associados à secagem do betão, podendo englobar mais facilmente o fenómeno da fluência [56].

Numa posição antagónica há autores que defendem a utilização da concentração de W como variável fundamental para a análise do fluxo higrométrico. Apontam como potencialidades os seguintes argumentos [50, 57]:

- H não pode representar estados físicos variáveis, enquanto W pode.
- A medição experimental de W é bastante mais direta do que a quantificação de H , que se revela bastante difícil.

Facilmente se compreende que a escolha da variável de base para o campo higrométrico do betão não é evidente, e que é necessário avaliar o problema que se pretende analisar de forma a escolher a melhor metodologia. No presente trabalho considerou-se preferível adotar H , de forma a mais facilmente poder implementar as alterações que se irão propor no modelo previamente desenvolvido por Azenha [2].

2.3.2.2 Condições fronteira

A maior parte dos investigadores adota a mesma metodologia em termos de condições fronteira para a análise do campo higrométrico no betão, independentemente da variável de base adotada. As condições consideradas têm uma apresentação genérica bastante similar à modelação adotada para o fluxo térmico (ver Eq. 2.13), implementando-se a seguinte formulação:

$$q_m = h_m(H_{surf} - H_{env}) \quad (2.49)$$

em que q_m representa o fluxo de humidade que atravessa a fronteira, h_m representa o coeficiente de emissividade, e H_{surf} e H_{env} representam, respetivamente, os valores de H na superfície do betão e no ambiente envolvente. Esta formulação adotada para as condições fronteira revela-se bastante eficaz quando se pretendem modelar campos higrométricos em condições isotérmicas.

2.3.2.3 Implementação numérica

A equação que governa o fluxo de humidade é a Eq. 2.45, que pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\left(\frac{\partial W}{\partial H}\right) \frac{\partial H}{\partial t} = \text{div}[D_H \text{grad}(H)] + \frac{\partial H_s}{\partial t} \quad (2.50)$$

ou ainda:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_H \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_H \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_H \frac{\partial H}{\partial z} \right) + \dot{H}_s = \left(\frac{\partial W}{\partial H} \right) \dot{H} \quad (2.51)$$

Sendo que as condições de Neumann podem ser aplicadas à fronteira Γ_q de forma análoga à considerada para o fluxo térmico, resultando em:

$$D_H \frac{\partial H}{\partial x} l + D_H \frac{\partial H}{\partial y} m + D_H \frac{\partial H}{\partial z} n = h_m (H_{surf} - H_{env}) \quad (2.52)$$

Como é possível verificar, existem semelhanças evidentes entre o par de Eqs. 2.51 e 2.52 e o par de Eqs. 2.10 e 2.16 referente ao campo térmico. Por esse motivo, passos intermédios de derivação das equações finais não serão apresentados, uma vez que se apresentam no Quadro 2.2 as correspondências entre a formulação adotada para o campo térmico e a implementada para o campo higrométrico [2].

Quadro 2.2 – Correspondência entre as variáveis associadas aos campos térmico e higrométrico.

Campo Térmico	Campo Higrométrico
T	H
k	D_H
ρc	$\frac{\partial W}{\partial H}$
h_{cr}	h_m
T_{env}	H_{env}
\dot{Q}	\dot{H}_s

Assim, e em analogia com a Eq. 2.21, adotando uma discretização com base no MEF o sistema de equações aplicável ao campo higrométrico pode ser expresso da seguinte forma:

$$\bar{\mathbf{C}}^e \dot{\mathbf{H}} + \bar{\mathbf{G}}^e \mathbf{H} = \bar{\mathbf{F}}_H^e + \bar{\mathbf{F}}_{aut}^e \quad (2.53)$$

onde os vetores e matrizes referentes a cada EF são:

$$\bar{\mathbf{C}}^e = \int_{\Omega^e} \mathbf{N}^T \frac{\partial W}{\partial H} \mathbf{N} d\Omega \quad (2.54)$$

$$\bar{\mathbf{G}}^e = \int_{\Omega^e} \nabla \mathbf{N}^T D_H \nabla \mathbf{N} d\Omega + \int_{\Gamma_q^e} \mathbf{N}^T h_m \mathbf{N} d\Gamma_q \quad (2.55)$$

$$\bar{\mathbf{F}}_H^e = \int_{\Gamma_q^e} \mathbf{N}^T h_m H_{env} d\Gamma_q \quad (2.56)$$

$$\bar{\mathbf{F}}_{aut}^e = \int_{\Omega^e} \mathbf{N}^T \dot{H}_s d\Omega \quad (2.57)$$

Assumindo um esquema de integração no domínio do tempo do tipo ‘backward-Euler’ obtém-se:

$$\dot{H}_{n+1} = \frac{H_{n+1} - H_n}{\Delta t} \quad (2.58)$$

pelo que a Eq. 2.53 definida para o incremento $n + 1$ assume o seguinte formato:

$$\frac{1}{\Delta t} \bar{\mathbf{C}}_{n+1}^e (\mathbf{H}_{n+1}^e - \mathbf{H}_n^e) + \bar{\mathbf{G}}_{n+1}^e \mathbf{H}_{n+1}^e = \bar{\mathbf{F}}_{H,n+1}^e + \bar{\mathbf{F}}_{aut,n+1}^e \quad (2.59)$$

Aplicando procedimentos habituais de montagem, é possível constituir as matrizes globais $\bar{\mathbf{C}}$ e $\bar{\mathbf{G}}$ e os vetores globais $\bar{\mathbf{F}}_H$ e $\bar{\mathbf{F}}_{aut}$ necessários para a resolução através do MEF do problema estrutural associado ao campo higrométrico:

$$\left(\frac{\bar{c}_{n+1}}{\Delta t} + \bar{\mathbf{G}}_{n+1}\right) \mathbf{H}_{n+1} = \bar{\mathbf{F}}_{H,n+1} + \bar{\mathbf{F}}_{aut,n+1} + \frac{\bar{c}_{n+1}}{\Delta t} \mathbf{H}_n \quad (2.60)$$

Devido à dependência do fator $\frac{\partial W}{\partial H}$ e do parâmetro D_H da humidade relativa H , as matrizes $\bar{\mathbf{C}}$ e $\bar{\mathbf{G}}$ apresentam uma dependência não linear de \mathbf{H}_{n+1} . A Eq. 2.60 é então resolúvel através de um procedimento incremental iterativo baseado no método de Newton-Raphson, de forma a obter as humidades relativas \mathbf{H}_{n+1} no conjunto de nós da malha de EF.

De forma a simplificar a interpretação, a Eq. 2.60 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+1} \mathbf{H}_{n+1} = \hat{\mathbf{F}}_{n+1} \quad (2.61)$$

sendo

$$\hat{\mathbf{K}}_{n+1} = \frac{\bar{c}_{n+1}}{\Delta t} + \bar{\mathbf{G}}_{n+1} \quad (2.62)$$

$$\hat{\mathbf{F}}_{n+1} = \bar{\mathbf{F}}_{H,n+1} + \bar{\mathbf{F}}_{aut,n+1} + \frac{\bar{c}_{n+1}}{\Delta t} \mathbf{H}_n \quad (2.63)$$

A estratégia adotada na implementação pelo MEF do modelo higrométrico é semelhante à já descrita para o modelo térmico. Assim, apresenta-se no Quadro 2.3 um breve resumo do procedimento e algoritmo adotados, com especial destaque para o cálculo da distribuição de humidades, e para a forma de implementação do processo iterativo associado ao método de Newton-Raphson.

Quadro 2.3 – Esquema do modelo higrométrico.

INPUT: $n, \mathbf{H}_n, \Delta t, t_{end}, \text{TOLER}$

OUTPUT: \mathbf{H}_{n+1}

(i) Atualizar o tempo $t_{n+1} = t_n + \Delta t$.

$t_{n+1} > t_{end}$? Não: Ir para (ii).

Sim: Ir para (x).

(ii) Inicializar contador de iterações $i = 0$, impor $\Delta \mathbf{H}_{n+1}^{i=0} = 0$.

(iii) Definir $\mathbf{H}_{n+1}^i = \mathbf{H}_n + \Delta \mathbf{H}_{n+1}^i$.

(iv) Calcular $\hat{\mathbf{F}}_{n+1}^i$ e $\hat{\mathbf{K}}_{n+1}^i$.

(v) Calcular o vetor de resíduos $\boldsymbol{\psi}_{n+1}^i = \hat{\mathbf{F}}_{n+1}^i - \hat{\mathbf{K}}_{n+1}^i \mathbf{H}_{n+1}^i$.

(vi) Verificação da convergência:

$||\psi_{n+1}^i|| \leq TOLER$? Não: Ir para (vii).

Sim: Ir para (ix).

(vii) Calcular $\Delta H_{n+1}^{i=1} = \Delta H_{n+1}^i + (\hat{K}_{n+1}^i)^{-1} \psi_{n+1}^i$.

(viii) Atualizar contador de iterações $i = i + 1$. Ir para (iii).

(ix) Atualizar contador de incrementos $n = n + 1$. Ir para (i).

(x) Fim.

2.3.2.4 Relação entre a variação da humidade relativa interna e a extensão de retração de secagem no betão

O complexo fenómeno da retração de secagem está relacionado com a variação do teor de água nas peças de betão, conforme devidamente explicado na bibliografia associada [2, 52, 58-60]. Em Azenha [2] é feita uma descrição dos três principais mecanismos (tensão capilar nos poros capilares do betão, pressão de disjunção e energia livre da superfície) responsáveis a nível microscópico pela diminuição de volume da peça de betão, quando ocorre perda de água para o exterior. No entanto, uma vez que se pretende uma abordagem macroscópica no presente trabalho, e havendo já uma extensa bibliografia destinada à explicação deste fenómeno, neste subcapítulo ir-se-á apenas demonstrar a forma como é possível relacionar os resultados numéricos associados à humidade relativa no betão com as deformações internas associadas à retração de secagem.

Ao longo dos anos diversos autores [57, 61-63] propuseram diferentes alternativas para explicitarem numericamente esta relação. No presente trabalho adotou-se a formulação apresentada por Kwak *et al.* [63], uma vez que além de apresentar resultados numéricos bastante similares a resultados experimentais de diferentes autores [2], também se aproxima dos resultados numéricos obtidos com base nas propostas do MC2010 [53] e do Eurocódigo 2 [64]. A equação de Kwak *et al.* [63] que exprime a relação entre a humidade na peça de betão e a retração não restringida a nível local, $\Delta \varepsilon_{sh}$, é:

$$\Delta \varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,c,ult} [0.97 - 1.895(H - 0.2)^3] \quad (2.64)$$

representado $\varepsilon_{sh,c,ult}$ a retração última de secagem no betão, ou seja, a retração que ocorreria a tempo infinito para uma humidade relativa igual a zero. No entanto, a caracterização de $\varepsilon_{sh,c,ult}$ levanta sérias dificuldades do ponto de vista experimental, uma vez que para espessuras consideráveis das peças de betão podem ser necessários anos para proceder à sua determinação. Procurou-se assim uma forma alternativa de avaliação de $\varepsilon_{sh,c,ult}$, de forma a possibilitar a utilização em tempo útil do modelo THM no dimensionamento de estruturas. Com base nos

resultados experimentais reportados por Hansen [65], é possível calcular $\varepsilon_{sh,c,ult}$ através da elaboração de um ensaio realizado na pasta de cimento utilizada na mistura do betão em estudo. O objetivo desse ensaio é avaliar a retração última de secagem na pasta de cimento, $\varepsilon_{sh,p,ult}$, sendo que a sua caracterização revela ser bastante mais prática, pois não havendo restrições associadas à espessura da peça ensaiada (uma vez que não contém agregados), é possível realizar ensaios de duração relativamente curta— algumas semanas — recorrendo a provetes com cerca de 2 a 3mm de espessura. A Eq. 2.65 demonstra assim a relação existente entre a retração última no betão e em pastas de cimento:

$$\frac{\varepsilon_{sh,c,ult}}{\varepsilon_{sh,p,ult}} = 0.5(1 - V_a) \left[\frac{1}{1 - V_a + 0.58mV_a} + (1 - V_a) + \frac{1.72}{m} V_a \right] \quad (2.65)$$

em que V_a representa o rácio entre o volume de agregado e o volume global de betão, e m representa o rácio entre o módulo de elasticidade dos agregados e o da pasta de cimento (os valores típicos de m situam-se entre 4 e 7).

2.3.3 Componente mecânica

Nesta dissertação são desenvolvidas algumas técnicas que permitiram o melhoramento do modelo mecânico relativamente à simulação do fenómeno da fendilhação em estruturas de betão armado. Por esse motivo, na presente seção é dado especial enfoque ao processo de fratura e correspondentes leis de modelação do comportamento do betão armado após fendilhar, além de se apresentarem as restantes opções de modelação para as propriedades mecânicas, lei de fluência, retração de secagem, *etc.*

A componente mecânica do modelo THM é processada com base no código computacional DIANA, podendo assim usufruir-se dos vários modelos nele implementados. Na presente dissertação optou-se por utilizar uma abordagem tradicional para modelar a evolução das propriedades mecânicas do betão durante a reação de hidratação do cimento, e associadas a um historial de temperaturas genérico, $T(\tau)$, usando o conceito de idade equivalente:

$$t_{eq} = \int_0^t e^{\frac{-E_a}{R} \left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{ref}} \right)} d\tau \quad (2.66)$$

no qual T_{ref} é uma temperatura de referência (em geral 20°C). No modelo THM o historial de temperaturas é obtido a partir do modelo térmico.

A simulação da fluência no betão revela-se também determinante, dado que se pretendem realizar simulações de longa duração. Assim, o modelo mecânico prevê a utilização da Lei da Dupla Potência [66] para a simulação dos efeitos viscoelásticos no betão, conforme a seguinte expressão [67]:

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0(t')} + \frac{\phi_1}{E_0(t')} (t')^{-m} (t - t')^n \quad (2.67)$$

na qual $J(t, t')$ representa a função de fluência à idade t para uma carga aplicada no instante t' , $E_0(t')$ representa o módulo de elasticidade à idade t' e ϕ_1 , m e n são parâmetros materiais calibrados com base em ensaios experimentais de fluência.

As deformações autoinduzidas no modelo mecânico simulam as deformações volumétricas associadas às variações de temperatura e aos gradientes de humidade no interior das peças de betão. A informação relacionada com os campos de temperatura em conjunto com o coeficiente de dilatação térmica no betão permite calcular as deformações térmicas que ocorrem no betão. Relativamente aos gradientes de humidade que ocorrem no interior das peças de betão, e a correspondente deformação associada, essa relação já foi devidamente explicada na secção anterior. Assim, as deformações autoinduzidas são simuladas através de deformação impostas explicitamente aos elementos de betão, que resultam da ação combinada das deformações térmicas e das deformações obtidas no modelo de humidade.

2.3.3.1 Início da fratura

Os modelos clássicos baseados no comportamento elástico dos materiais não contemplam os mecanismos de formação e propagação de fendas. Devido aos problemas associados ao controlo da abertura de fendas e à possibilidade de ocorrência de rutura frágil dos materiais, desenvolveram-se metodologias que permitem incorporar os efeitos do fenómeno da fendilhação nos modelos de análise, sendo os primeiros avanços nesta área atribuídos a Griffith (1920) e a Irwin (1957) no estudo dos diferentes modos de fratura. Esta área, relacionada com a mecânica da fratura elástica linear e não-linear, implica um conjunto de conhecimentos muito vasto e complexo. Por este motivo, e tendo em conta o âmbito da presente tese, optou-se por fazer uma apresentação sucinta do tema, não abordando todas as formulações associadas.

Segundo Faria [68], inicialmente idealizou-se a inclusão de uma ou poucas fendas importantes nos modelos analisados, supondo que todo o processo de fratura se desenvolve a partir da extremidade desta e que o material circundante mantém as características elásticas, permitindo esta abordagem estudar o processo de propagação da fenda [68, 69]. Segundo Ribeiro [70] é possível identificar três modos de fratura que se encontram identificados na Figura 2.17. O modo I corresponde à separação das faces da superfície de fratura, associado à formação de tensões normais. No modo de fratura II ocorre o deslizamento das faces no sentido longitudinal da fenda, associado a tensões longitudinais. No modo III ocorre novamente deslizamento das faces, porém no sentido transversal da fenda, associado a tensões tangenciais. Através da combinação linear destes três modos é possível representar qualquer tipo genérico de fratura [69, 70].

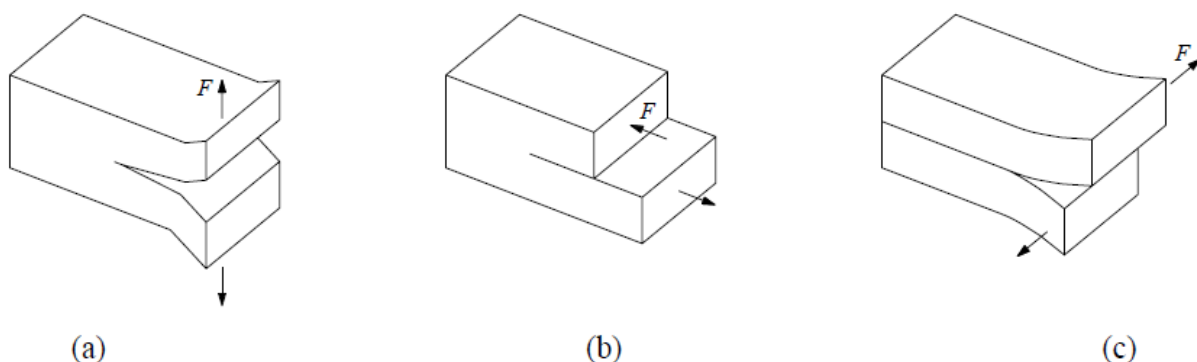


Figura 2.17 – Modos de fratura I, II e III (adaptado de [70]).

Considera-se que o início da fratura se processa em modo I assim que se atinge o valor limite f_{ctm} da tensão de rotura do material em tração pura. No critério associado, designado de Rankine, assume-se que quando a tensão principal máxima em algum ponto do material atinge f_{ctm} se forma uma fenda na direção perpendicular, transformando o betão num material ortotrópico, cujos eixos locais de ortotropia são coincidentes com as direções das tensões principais [68, 71]. Na Figura 2.18 encontram-se ilustradas duas variantes do critério 2D de Rankine, sendo que em todas as análises realizadas no presente trabalho se optou por utilizar o critério representado na Figura 2.18a.

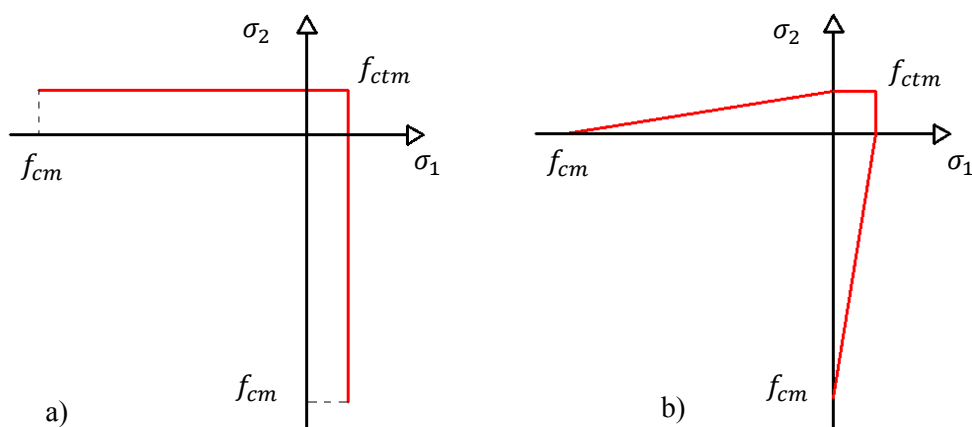


Figura 2.18 – Critério da tensão máxima para início da fratura: a) tensão constante; b) tensão linearmente decrescente (adaptado de [69]).

Na realidade, ao analisar um elemento de betão sujeito a uma tração 1D uniforme, e quando esta atinge valores da ordem de 70% de f_{ctm} ou superiores, ocorre a formação de microfissuras, fenómeno que ocorre na denominada ‘zona de processamento da fratura’ (ZPF) [68, 72]. Esta zona fragilizada do material apresenta, após fendilhar, uma diminuição gradual da tensão resistente à medida que a extensão axial aumenta, efeito denominado de ‘tension softening’ na nomenclatura inglesa. Este comportamento é reproduzido numericamente através da alteração do diagrama tensão-extensão, introduzindo-se um ramo descendente (curva de amolecimento) após ser atingido o valor de f_{ctm} (ver Figura 2.19b).

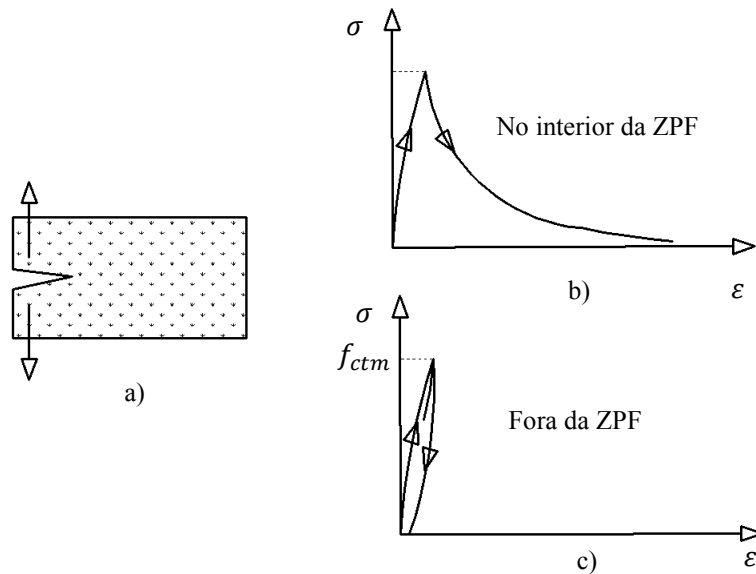


Figura 2.19 – a) Modo I; b) curva tensão-extensão no interior da ZPF; c) curva tensão-extensão fora da ZPF (adaptado [73]).

Assim, a formação de microfissuras ocorre na zona tracionada, e quando o carregamento atinge um determinado valor origina-se a ZPF, consequência do acumular de extensões provenientes das diferentes microfissuras (ver Figura 2.19a) [72, 73]. Simultaneamente ocorre outro fenómeno representado na Figura 2.19c, que corresponde à diminuição da tensão no material fora da ZPF, que pode inclusivamente traduzir-se no fecho de algumas das microfissuras [73].

Convém referir que o fenómeno de amolecimento não se encontra verdadeiramente presente em materiais heterogéneos como é o caso do betão. No entanto, no âmbito do presente trabalho o betão é analisado de uma forma macroscópica, assumindo características homogéneas, algo que possibilita a utilização de malhas com EF de dimensões superiores às da própria ZPF. Na Figura 2.20 é efetuada uma sucinta representação dos diferentes modelos macroscópicos baseados em diferentes critérios de localização das deformações na região em que ocorre a formação de uma fenda genérica [69].

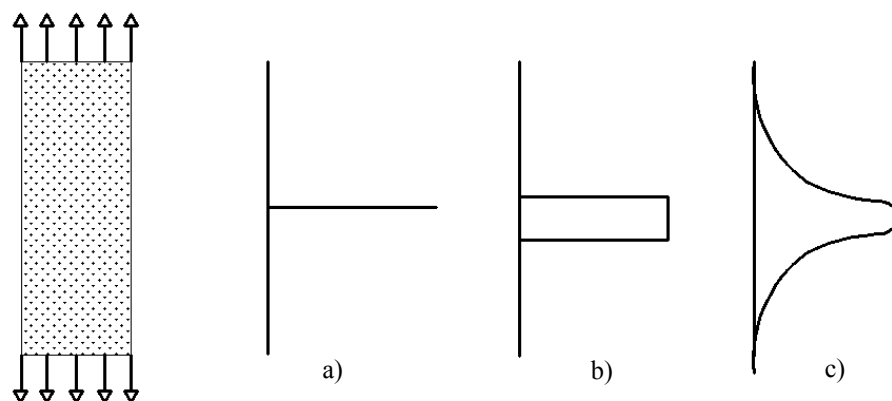


Figura 2.20 – Localização das extensões numa fenda: a) numa linha (modelo da fenda discreta); b) numa banda de extensão constante (modelo da banda distribuída); c) distribuição de extensões de acordo com uma forma genérica (modelos não locais) (adaptado [69]).

No âmbito do MEF dois tipos de modelos distintos têm sido adotados mais frequentemente, que com base na aplicação dos diferentes critérios de localização das deformações, permitem representar o fenómeno da fendilhação: os modelos de fenda discreta e os modelos de fendilhação distribuída [68]. Os modelos não locais não são alvo de estudo no presente trabalho aconselhando-se a leitura de Pimentel [69] para mais informações sobre este tipo de modelos.

2.3.3.2 Modelos de fenda discreta

Nos modelos em que é aplicado o conceito de fenda discreta esta é modelada através da introdução de descontinuidades (elementos de junta) entre os EF adjacentes, possibilitando a separação de pontos nodais que inicialmente se encontram espacialmente ligados, e que com a formação da fenda se separam progressivamente. Esta estratégia de modelação implica uma contínua alteração da topologia da malha de EF (ver Figura 2.21) [68, 74], e foi primeiramente explorada por Ngo e Scordelis em 1967, possibilitando que a análise do sólido fora da descontinuidade continue a obedecer às leis da mecânica dos meios contínuos [71]. Uma das limitações associada a este tipo de representação é o facto de as fissuras só se poderem desenvolver ao longo do contorno dos EF, o que condiciona espuriamente a respetiva propagação, e consequentemente introduz uma dependência da resposta numérica relativamente à malha considerada na discretização. Para limitar os efeitos desta desvantagem é necessário o conhecimento prévio do percurso a ser seguido pela fenda, no sentido de pré-orientar a malha a utilizar, algo que não é fisicamente justificável, nem viável quando se desconheça *a priori* o padrão de fendilhação (que é o caso mais geral) [68]. Uma forma de contornar este problema consiste em idealizar um processo de contínua atualização da malha de EF recorrendo-se a geradores automáticos, que basicamente são algoritmos que permitem redefinir a malha em conformidade com o desenvolvimento da fendilhação. Porém a sua utilização é limitada à análise de estruturas que apresentem poucas fissuras, inviabilizando a sua aplicabilidade em grande parte das situações reais de estudo.

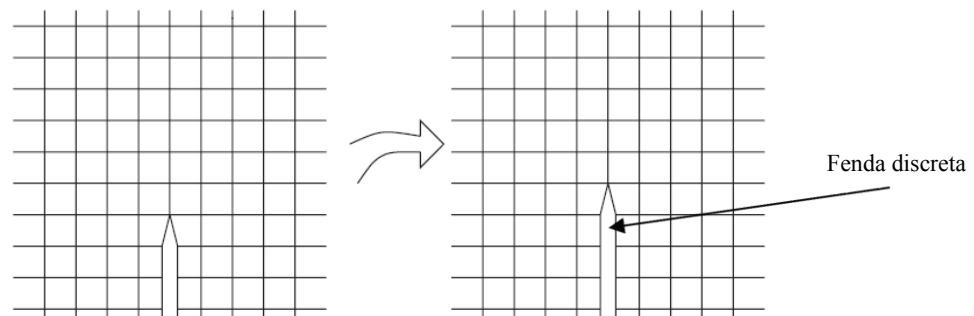


Figura 2.21 – Separação contínua dos pontos nodais – modelo de fenda discreta (adaptado de [74]).

2.3.3.3 Modelos de fendilhação distribuída

Um dos processos para simular numericamente a fendilhação nas estruturas de betão baseia-se nos modelos de fendilhação distribuída, em que se idealiza uma distribuição das descontinuidades locais, associadas ao processo de fendilhação, pela área (ou volume) de influência do EF. Desta forma é possível modelar o betão fissurado através da alteração das relações constitutivas deste material, conseguindo-se de forma mais cómoda introduzir este conceito numa análise de EF, pois garante-se a continuidade do campo de deslocamentos em toda a malha. Assim, quando é atingida a tensão de tração limite do material forma-se uma fenda na direção perpendicular à orientação das tensões principais, mas que é dispersa (ou distribuída) numa banda de EF. Por este motivo tem de se introduzir uma modificação da relação tensão-extensão isotrópica previamente existente, transformando-se o material num meio ortotrópico, com os eixos de ortotropia coincidentes com as direções da fendilhação [68, 71].

A primeira versão destes modelos de fendilhação distribuída, quando inicialmente introduzida por Rashid [74], contemplava apenas uma simples modificação das relações constitutivas definidas para o material fendilhado, e desde então sofreu bastantes otimizações (para uma descrição mais detalhada da evolução histórica do modelo de fendilhação distribuída aconselha-se a leitura das referências Póvoas [71] e de Borst [75]). Antes de introduzir conceitos mais detalhados relacionados com esta modelação, convém referir que desde cedo foram detetados problemas associados à sua aplicabilidade na análise de fraturas do tipo localizado. Estas análises revelaram falta de objetividade dos resultados numéricos relativamente à discretização adotada, expressa numa desmesurada dependência da solução obtida face ao refinamento da malha de EF utilizada. No entanto, tal como exposto em [73], tal dificuldade pode ser ultrapassada através da inclusão de um critério energético de propagação da fendilhação (introdução do conceito de energia de fratura do material). Bazant e Oh [76] foram pioneiros na aplicação destes critérios, contribuindo para a redução da dependência das simulações numéricas face ao refinamento das malhas de EF adotadas. Estes avanços no melhoramento da utilização dos modelos de fendilhação distribuída foram fundamentais para a respetiva aplicabilidade à análise de estruturas de betão.

No sentido de representar com uma maior aproximação a evolução da abertura de fenda nos modelos de fenda distribuída, revela-se fundamental uma correta interpretação das extensões

na zona de fratura. Por este motivo, os modelos de fendilhação distribuída apresentam uma decomposição da extensão total em duas contribuições distintas: uma devido aos efeitos elásticos correspondentes ao betão existente entre as microfissuras, e a outra correspondente à própria fissura [68, 71, 73]. A grande vantagem desta abordagem é a de permitir um estudo detalhado do betão nas suas diferentes fases, o que possibilita combinar o efeito da fendilhação com outros efeitos não-lineares tais como a plasticidade do betão, deformações impostas, fluência, *etc.* [69]. Outras vantagens, tal como a respetiva aplicação computacional, são convenientemente referidas e explicadas por Bazant e Oh [76] e em Rots *et al.* [73].

Na presente tese optou-se por um modelo de fendilhação distribuída que tem a possibilidade de formação de múltiplas fendas fixas, denominado na nomenclatura inglesa como ‘multi-directional fixed crack’. Para mais informação sobre a correspondente formulação numérica aconselha-se a leitura de Pimentel [69] e Cerioni *et al.* [77]. Convém referir que este tipo de abordagem apenas permite modelar a não-linearidade do betão sob esforços de tração. No entanto, como as tensões de compressão que vão ser consideradas nas aplicações desta dissertação estão bastante abaixo dos valores de rotura do betão, considera-se que o material exibe comportamento elástico em regime de compressão.

2.3.3.4 Diagrama de retenção das tensões de tração em betão simples

Tal como referido anteriormente, o betão apresenta alguma capacidade de retenção de tensões de tração mesmo após fissurar. Este fenómeno encontra-se associado ao conceito da energia de fratura do betão, uma propriedade do material função do tipo de inertes utilizados na composição, representando a energia que este liberta durante o processo de abertura de uma fissura de área unitária. Esta energia corresponde graficamente à área definida pelo diagrama tensão-extensão, o que implica a existência de uma curva de amolecimento na fase pós-fissuração. É possível idealizar o formato desta curva descendente com base nalgumas propriedades materiais, tais como a resistência média à tração, f_{ctm} , e o valor da energia de fratura G_f . No entanto existe a necessidade de garantir que ao proceder à modelação numérica do material, quando este fendilhar, a energia libertada é consistente com o valor de G_f . Através desta propriedade, e da definição da largura h da banda de fissuração em que a fenda se assume distribuída, é possível definir a energia de fratura específica

$$g_f = \frac{G_f}{h} \quad (2.68)$$

que caracteriza a área do diagrama σ – ϵ do betão, em regime de tração, a ser utilizado em cada EF. A largura da banda de fissuração é normalmente definida em função da geometria do EF utilizado, e também do respetivo campo de deslocamentos, da ordem de integração e da trajetória da fendilhação no interior do EF [68].

Desta forma constata-se que o diagrama de ‘tension softening’ do betão simples depende do tipo de malha de EF empregue, ao contrário do que seria idealmente pretendido, ou seja, uma dependência única do material utilizado. No entanto, este processo é um subterfúgio que permite garantir que existe uma correta dissipação da energia de fratura, característica que em termos físicos se compreende que é importante respeitar [68]. No fundo introduzem-se os dados

do ‘tension softening’ do betão em função do tamanho e tipo de EF, de forma a garantir que os resultados obtidos não dependem desmesuradamente da malha adotada na discretização.

Convém referir que G_f (N/m) pode ser medido experimentalmente, ou ser estimado através de uma fórmula de origem empírica (ver Eq. 2.69) sugerida pelo MC2010 [53], que é válida para betões de densidade normal:

$$G_f = 73 f_{cm}^{0.18} \quad (2.69)$$

em que f_{cm} representa o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa.

Na definição da curva de amolecimento existem diversas possibilidades de fixar o seu formato, estando identificadas na Figura 2.22 algumas destas possibilidades. Convém referir que se apresenta a relação entre a tensão no material, σ , e a extensão de abertura de fendas, ϵ_{cr} , pois é desta forma que é necessário introduzir os dados no código DIANA, utilizado nesta tese. Nas análises que serão apresentadas considera-se que a deformação plástica do betão em tração é desprezável [70].

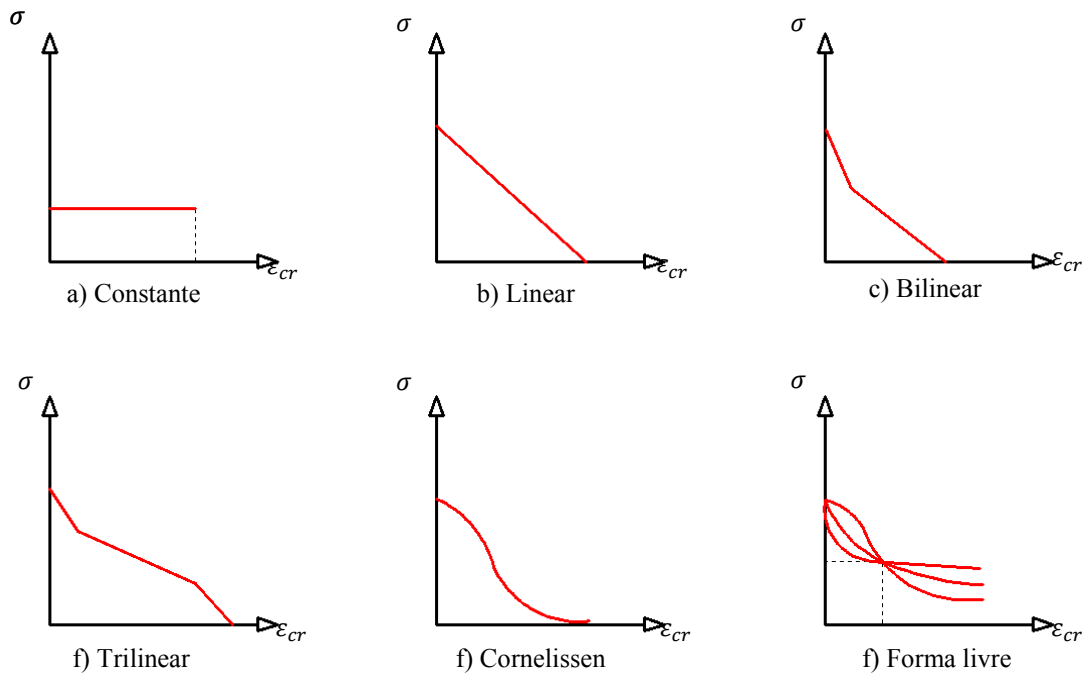


Figura 2.22 – Curvas de amolecimento para o betão (adaptado de [70]).

2.3.3.5 Diagrama de retenção de tensões de tração no betão armado

Tal como referido no subcapítulo anterior, o betão fendilhado desenvolve alguma capacidade de retenção de tensões de tração, porém esta abordagem não permite contemplar os efeitos da presença de armaduras no betão. Num elemento de betão armado esta retenção é superior, consequência da transferência de tensões que está associada à aderência entre os dois materiais, conferindo assim uma rigidez adicional [72]. Esta aderência na interface aço/betão provoca o

aparecimento de tensões tangenciais, contribuindo para que se forme nas imediações da fenda um material com características diferentes das definidas pelo ‘tension softening’. Este efeito, denominado na nomenclatura inglesa como ‘tension stiffening’, é de grande utilidade quando se pretende analisar estruturas complexas, pois permite uma modelação numérica com utilização de malhas de EF relativamente pouco refinadas. Caso se pretendesse modelar a interface aço/betão isso implicaria a utilização de malhas muito refinadas – o que tornaria as análises muito demoradas ou impraticáveis –, e tal abordagem exigiria que a armadura fosse modelada através de EF discretos embebidos no betão [72]. Recorrendo à modelação com base no ‘tension stiffening’ é possível obter resultados bastante próximos da realidade, quer durante a fase de formação de fendas, quer na fase de fendilhação estabilizada [78].

O efeito ‘tension stiffening’ é geralmente introduzido através de uma modificação do diagrama tensão-extensão do betão tracionado, cuja curva depende de alguns fatores, tais como: a duração da aplicação da carga, a análise pretendida (fase de formação de fendas ou fase de fendilhação estabilizada), as características da armadura utilizada, *etc.* Na Figura 2.23 encontra-se representado o diagrama genérico que é idealizado nas aplicações numéricas do presente trabalho, quando se refere a aplicação da metodologia do ‘tension stiffening’.

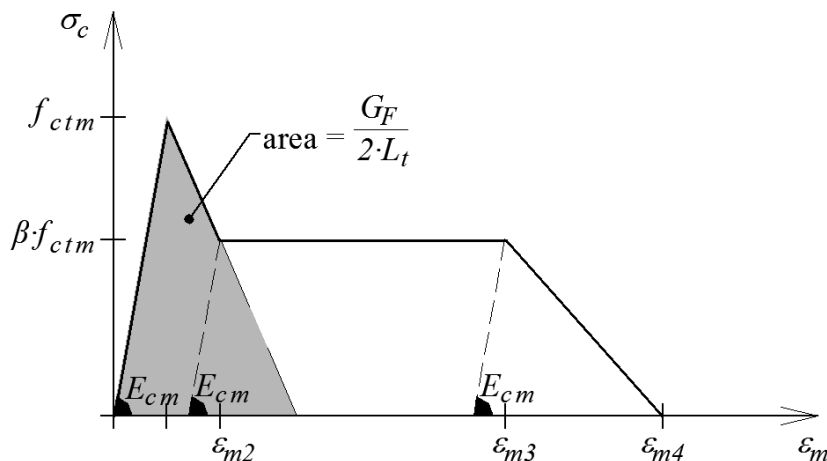


Figura 2.23 – Relação entre a tensão normal e a extensão média no betão tracionado (adaptado de [72]).

Na Figura 2.23 o parâmetro β é influenciado pela duração do carregamento e pelo tipo de análise pretendida, sendo que na presente tese será sempre definido com base no MC2010 [53]. As formulações que permitem definir em detalhe as leis de ‘tension stiffening’ adotadas em cada análise numérica encontram-se definidas no Capítulo 5.

O procedimento ilustrado na Figura 2.23 para definir a curva correspondente à modelação do ‘tension stiffening’ representa uma das variadas possibilidades para aplicação deste conceito. Tal como é referido por Sousa [72], existem diferentes abordagens que variam consoante o autor ou a norma utilizada.

3 MEDIÇÃO DA FLUÊNCIA DO BETÃO EM TRAÇÃO

3.1 Introdução

No presente capítulo pretende-se contribuir para o aumento do conhecimento de um dos fenómenos que mais afeta a durabilidade e estética das estruturas de BA, que é a fendilhação induzida pela restrição imposta às deformações internas – como é o caso da retração autogénea e da retração de secagem. No sentido de minimizar este problema, é prática habitual recorrer a elevadas quantidades de armadura – nomeadamente em muros e lajes de BA –, determinadas com base em formulações simplificadas indicadas em códigos (p. ex. Eurocódigo 2 [64]) que assumem normalmente que estas deformações internas estão completamente restringidas. As quantidades de armadura indicadas para o controlo da fendilhação são normalmente bastante conservativas, pois com o aparecimento da fendilhação ocorre uma diminuição no nível da restrição imposta, e não consideram a ação benéfica do fenómeno da fluência em tração na redução das tensões autoinduzidas.

No sentido de colmatar este problema, é essencial caraterizar o comportamento do betão restringido face aos efeitos diferidos da retração, incluindo a medição da fluência em tração do betão e a monitorização da formação de fendas [8, 11]. Apesar de ser um fenómeno em estudo há muitos anos, as deformações de fluência no betão são normalmente analisadas em provetes submetidos a um estado de compressão axial, e com pouco investimento no ensaio de betões em idades jovens [4, 79, 80]. Por estes motivos, o conhecimento do comportamento da fluência em tração é ainda escasso, existindo poucos dados experimentais disponíveis na literatura [80-85], ainda que tenha um papel determinante na redução das tensões de tração, afetando diretamente a abertura das fendas quando ocorre fendilhação.

No sentido de permitir analisar provetes restringidos, e compreender o seu desempenho quando submetido a tensões de tração com origem na restrição às deformações autoinduzidas, desenvolveu-se na FEUP um sistema de ensaio inovador – designado VRF (*Variable Restraint Frame*) –, que permite aplicar uma restrição variável ao provete ensaiado. Este sistema distingue-se dos seus congéneres na bibliografia [24-27, 31], uma vez que resolve alguns dos

problemas associados ao ensaio de provetes restringidos em tração, nomeadamente possibilitando a prossecução do ensaio após o aparecimento de fendas durante o procedimento laboratorial. No VRF a restrição é imposta através de dois varões longitudinais de aço roscado embebidos no betão, que são tensionados através de um par de atuadores hidráulicos, através de um sistema de controlo manual que permite ajustar aquela restrição. Os varões de aço acabam por ser responsáveis por uma transição suave do campo de tensões do aço para o betão, permitindo adicionalmente o estudo do fenómeno da fendilhação.

O VRF permite a identificação e separação das deformações elásticas e de fluência do betão, bem como as deformações térmicas e as deformações por retração que ocorrem no provete restringido, além de possibilitar a determinação do módulo de elasticidade do betão em tração ao longo do ensaio, através de ações de descarga/recarga do sistema.

3.2 Princípio base do ensaio de restrição axial variável (VRF)

O VRF é uma técnica de ensaio inovadora, baseada numa proposta inicial de Cusson e Hoogeveen [29] na qual foram introduzidas significativas modificações para colmatação de algumas lacunas do sistema original [1]. O sistema VRF preconiza assim a utilização de dois provetes de betão com a mesma composição e secção transversal: (i) um provete livre (ou *dummy*), que permite a medição das deformações livres associada à retração e à temperatura, e (ii) um provete restringido, com dois varões de aço embebidos que são responsáveis pela restrição imposta, e que permitem estudar o comportamento do betão quando submetido a tensões de tração e ao fenómeno da fendilhação [1].

De forma sucinta, o sistema VRF apresenta as seguintes versatilidades face a sistema congêneres [24-27, 31] desenvolvidos para betão simples:

- O nível de restrição aplicada ao provete restringido pode ser ajustado e alterado ao longo do ensaio, permitindo a execução de ensaios de restrição total ou parcial, consoante a composição de betão utilizada e objetivos definidos.
- Existe uma suave transição do campo de tensões nos varões de aço para a secção transversal do betão no provete restringido. A forte aderência na interface betão-aço é garantida através da utilização de varão de aço roscado ao longo do seu comprimento total.
- O ensaio pode continuar mesmo que ocorra uma fenda no provete restringido.
- É possível medir o módulo de elasticidade do betão em tração, através de ações de descarga/recarga do provete restringido.

Relativamente ao sistema de ensaio inicialmente desenvolvido por Cusson and Hoogeveen [29], no VRF é possível identificar as seguintes melhorias introduzidas, que podem ser observadas quando se compara a Figura 3.1 com a Figura 3.2.:

- Quer o provete *dummy* quer o provete restringido apresentam as mesmas condições de cura. No presente ensaio há o cuidado de controlar adequadamente quer a temperatura ambiente ($T = 20^{\circ}\text{C}$) quer a humidade relativa ($HR = 50\%$), conduzindo-o no interior de uma câmara

climática. Assim é possível garantir que as deformações por retração e térmicas que ocorrem em ambos os provetes são praticamente idênticas.

- A técnica proposta permite a secagem uniforme das seis faces de ambos os provetes prismáticos, uma vez que foi desenvolvido um sistema de cofragem que permite suspender o provete restringido, através da instalação de apoios reguláveis no pórtico metálico.

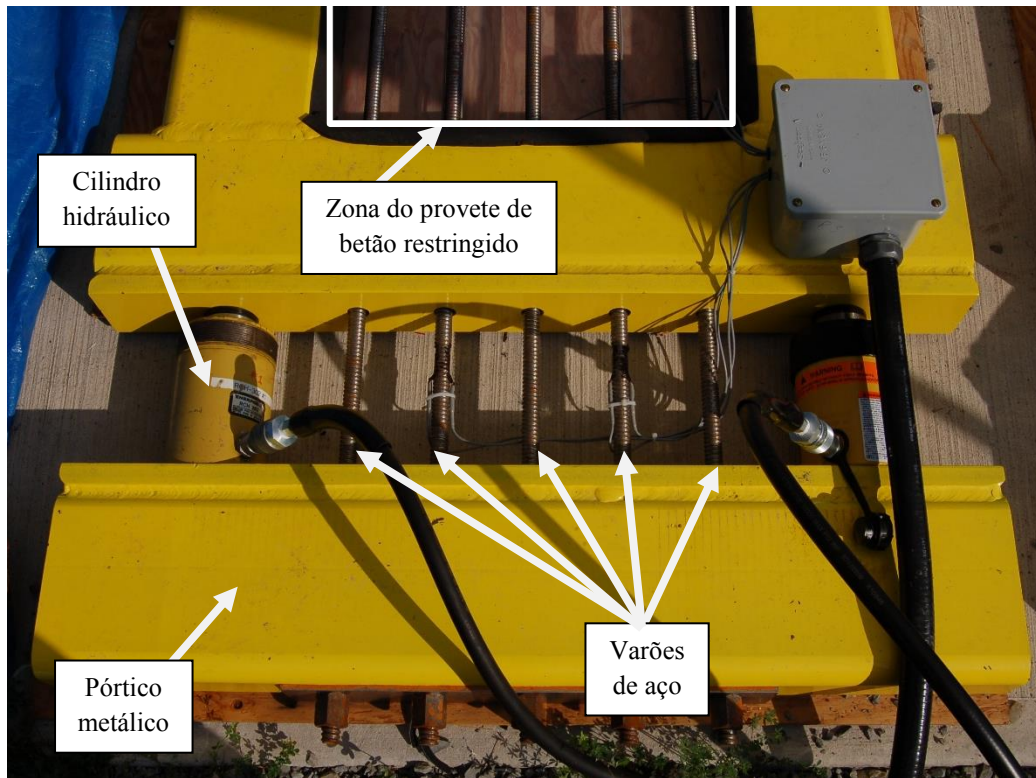


Figura 3.1 – Pórtico de restrição do ensaio desenvolvido por Cusson e Hooegeveen (adaptado de [29]).

3.3 Descrição do VRF

O mecanismo de ensaio VRF, nomeadamente o provete restringido e o provete livre, encontra-se representado esquematicamente na Figura 3.2 (e com informações mais detalhadas na Figura 3.3). A conceção deste mecanismo foi idealizada criando um pórtico metálico com recurso a perfis tubulares da família RHS (*Rectangular Hollow Section*), que permite aplicar cargas axiais ao provete restringido de acordo com o nível de restrição que se pretende impor, sendo que no *dummy* é possível medir a deformação livre do betão. A tensão axial é transmitida ao provete restringido através de dois varões de aço roscados longitudinais (com diâmetro de 16mm), cada um dos quais numa extremidade está fixo ao pórtico metálico através de um sistema de aperto porca-parafuso (ver Figura 3.2), enquanto na extremidade oposta está ancorado num atuador hidráulico. São estes atuadores hidráulicos (dois) que permitem aplicar a tensão de tração pretendida aos varões de aço, e consequentemente ao provete restringido, sendo que o valor da força é controlado através de duas células de carga, e adicionalmente por extensómetros elétricos colocados nos varões longitudinais (de forma a garantir alguma redundância do sistema [1]).

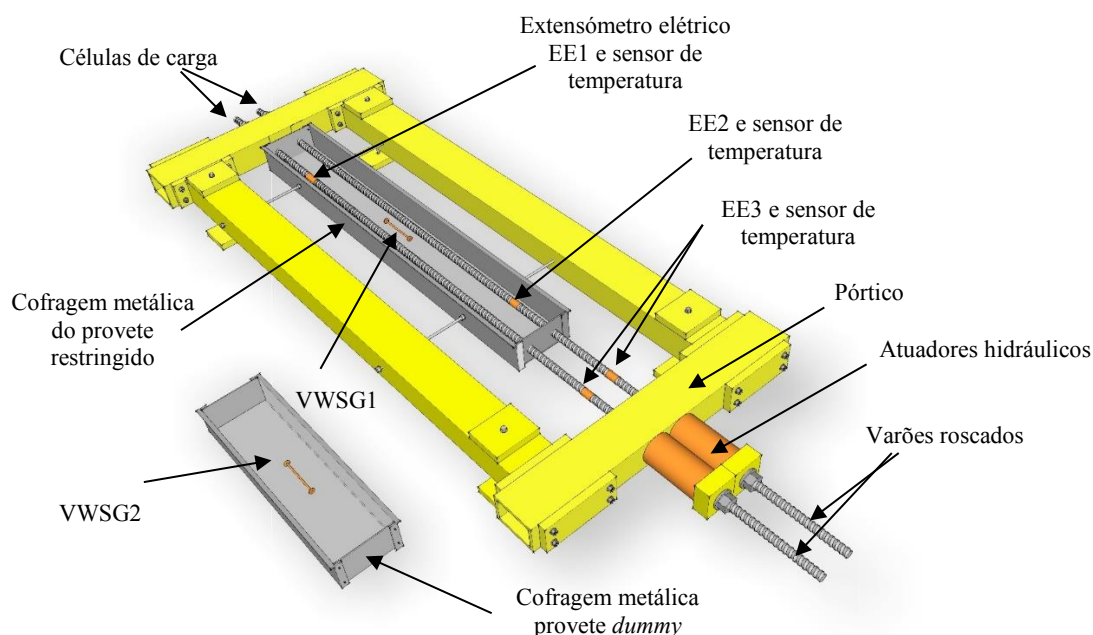


Figura 3.2 – Esquema do dispositivo experimental VRF.

Para o sistema de aplicação da força axial, $N(t)$, foram equacionadas várias possibilidades, como por exemplo a utilização de um motor mecânico de passo (recorrendo a vários desmultiplicadores de força), ou a utilização de um servo-atuador acoplado a uma central contínua de pressão hidráulica. A opção final (condicionada por limitações orçamentais) acabou por recair na utilização de dois atuadores hidráulicos alimentados através de uma bomba manual (Figura 3.3b). Os atuadores hidráulicos utilizados são de simples efeito e permitem uma carga máxima individual de 215kN, permitindo atingir um deslocamento máximo do cursor de 49mm. Possuem a particularidade de serem ocos na zona central do êmbolo, cuja furação tem um diâmetro de 26.9mm. A furação permite que os varões de aço do provete restringido atravessem os atuadores, garantindo um perfeito alinhamento de todo o mecanismo. Na Figura 3.3b é ainda possível observar a ancoragem dos varões numa chapa espessa de aço, com um sistema de aperto porca-parafuso que permite aplicar uma pré-tensão no ensaio, de forma a eliminar possíveis folgas no dispositivo [1].

À saída da bomba manual de alimentação hidráulica dos atuadores hidráulicos existe uma válvula antirretorno que minimiza as perdas de pressão no sistema. A jusante da bomba foi colocado um manómetro que permite a visualização da pressão do sistema em cada instante, para apoio do controlo da força aplicada durante o procedimento experimental. Foi também instalado um transdutor de pressão, para registo da pressão hidráulica no sistema. Na ligação da mangueira proveniente da bomba manual à que alimenta os atuadores existe um 'T' de derivação, onde estão instaladas duas válvulas reguladoras de caudal, responsáveis pela alimentação de cada um dos cilindros hidráulicos. Nas extremidades das mangueiras que alimentam os atuadores existem ligadores de alto fluxo, que permitem o encaixe rápido entre aquelas e os cilindros e impedem que ocorram perdas de óleo durante a operação.

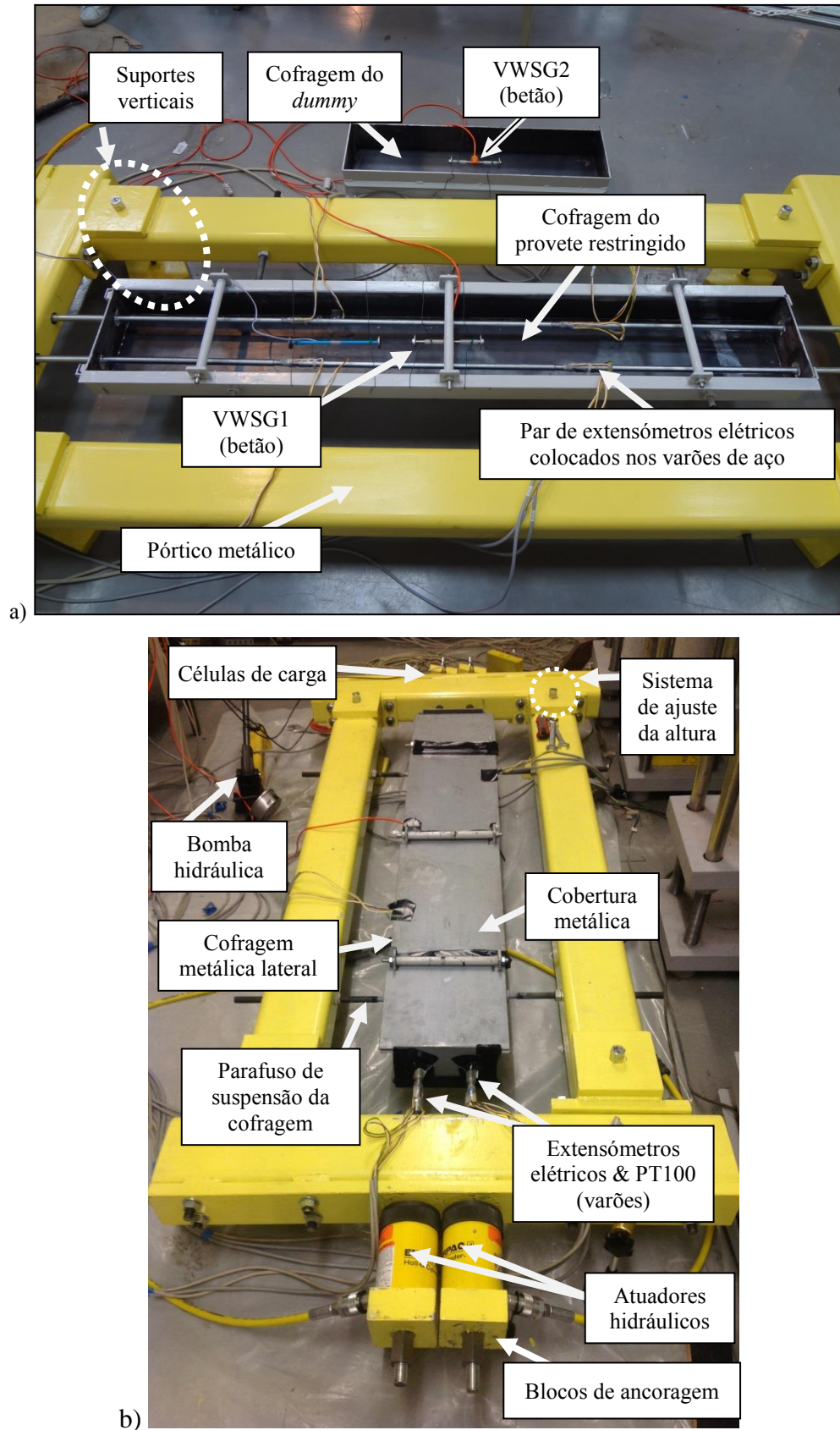


Figura 3.3 – Dispositivo VRF implementado em laboratório: instrumentação aplicada.

No ensaio VRF ambos os provetes são prismáticos, apresentando a mesma secção retangular $0.20 \times 0.10 \text{ m}^2$, conforme ilustrado na Figura 3.4. Os comprimentos dos dois prismas são distintos, o que não afeta as medições das extensões de retração e térmicas no centro dos provetes, uma vez que aquelas são obtidas suficientemente afastadas das extremidades. Recorreu-se assim a um provete *dummy* de 0.75m de comprimento, em cujo centro se posicionou longitudinalmente um sensor de cordas vibrantes (VWSG2) de forma a monitorizar as deformações livres. O provete restringido tem 1.50m de comprimento, de forma a permitir a instalação de um sensor de cordas vibrantes (VWSG1) e extensómetros eléctricos (EE1 e EE2), além dos respetivos sensores de temperatura – ver Figura 3.2. Estes sensores estão aplicados na região central do provete, numa extensão de 1.0m onde o perfil de tensões na secção transversal é uniforme.

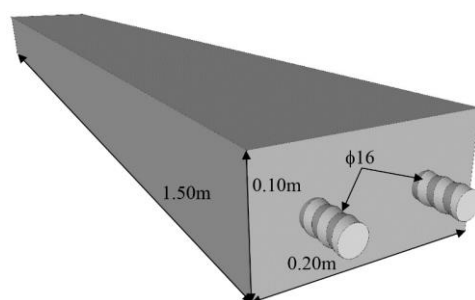


Figura 3.4 – Secção transversal do provete restringido com varões roscados ($2\phi 16 \text{ mm}$).

O dispositivo VRF permite assim que ocorra uma suave transição das tensões de tração dos 2 varões de aço embebidos para o betão do provete restringido. Desta forma é possível minimizar a indesejável fendilhação accidental ao longo do ensaio, que é frequentemente reportada em ensaios congéneres [24, 25] em que se utilizam provetes não armados, mas com uma configuração tipo *dog bone* para garantir a ancoragem nas extremidades, o que introduz concentrações de trações nas zonas de transição.

A utilização dos varões embebidos no sistema VRF visa prioritariamente servir como um mecanismo de transferência para o betão da força de tração aplicada, e não simular o ensaio de um provete de BA propriamente dito. No entanto o sistema apresenta também esta capacidade, sendo possível simular o comportamento de um tirante de BA substituindo os varões roscados por varões de aço de construção.

Outro aspeto importante a referir é a capacidade de o ensaio poder prosseguir mesmo que ocorra uma fendilhação accidental do provete restringido, pois apesar de este problema se encontrar minimizado nesta configuração de ensaio, podem surgir singularidades na zona de introdução dos sensores que acabam por ser indutores de fragilidades. O VRF possui redundância de sensores para avaliar a deformação total e temperatura do provete restringido, permitindo assim o prosseguimento do ensaio em caso de fendilhação do betão, procedendo-se para o efeito ao controlo através de um sensor que se encontre devidamente afastado da zona de fendilhação.

Na definição da secção transversal a utilizar no provete restringido (e por semelhança geométrica também no *dummy*) procurou-se garantir a satisfação dos requisitos estabelecidos

pelo Eurocódigo 2 [64] na definição da ‘secção transversal efetiva’ de uma peça. Desta forma é possível maximizar a uniformidade do perfil de tensões de tração na zona central do provete restringido. Além disso, a secção transversal foi concebida por forma a permitir utilizar varões de 16mm e 19mm de diâmetro, garantindo-se que se conseguiriam mobilizar as forças axiais necessárias no provete restringido sem que ocorresse a cedência dos varões roscados.

3.4 Conceção do pórtico metálico e da cofragem removível

No dimensionamento do pórtico metálico (ver Figura 3.2 e Figura 3.3) foi necessário garantir um bom desempenho sob a ação da força que os atuadores hidráulicos impõem ao provete restringido, sendo que para além de critérios de segurança, se garantiram critérios de deformabilidade controlada do sistema, tendo estes últimos sido os mais condicionantes. A força máxima a que o sistema poderá estar sujeito é a transmitida pelo par de atuadores hidráulicos, que se estimou (para uma ampla gama de betões a ensaiar) em 430kN. Por questões relacionadas com a realização de diferentes furações e soldaduras optou-se por conceber o pórtico com recurso a perfis tubulares da família RHS. O aço usado é da classe S275, tendo-se imposto que para a força máxima no sistema a tensão normal nos perfis do pórtico não deveria ultrapassar 15% da tensão de cedência do aço. Este critério permite que as deformações no pórtico sejam diminutas, e que nos perfis sujeitos a compressões se evitem fenómenos de instabilidade local. É de realçar que todo o sistema pode ser facilmente desmontado em 4 componentes principais, uma vez que a montagem é realizada através de apertos porca-parafuso, garantindo o correto alinhamento dos perfis RHS.

Relativamente à cofragem metálica foi necessário desenvolver um sistema próprio para o VRF, que permitisse simultaneamente suspender do solo a peça de betão restringida e garantir que os varões roscados se encontravam corretamente centrados na secção transversal do provete. Na cofragem utilizaram-se 6 chapas de aço de 4mm de espessura, o que permitiu garantir condições de cura idênticas em toda a envolvente da peça de betão (evitando a secagem por uma das faces e garantindo um perfil uniforme de temperaturas). As duas chapas longitudinais laterais podem ser facilmente removidas (ver Figura 3.5a) recorrendo aos 4 sistemas porca-parafuso que as suportam. O formato em ‘L’ das chapas laterais nas suas extremidades e ao longo da face inferior permite suportar adequadamente as chapas 3, 4 e 5 (ver Figura 3.5). As chapas 4 e 5 têm ainda aberturas que permitem centrar adequadamente os varões roscados com o provete restringido, garantindo também a estanquidade do betão durante a betonagem.

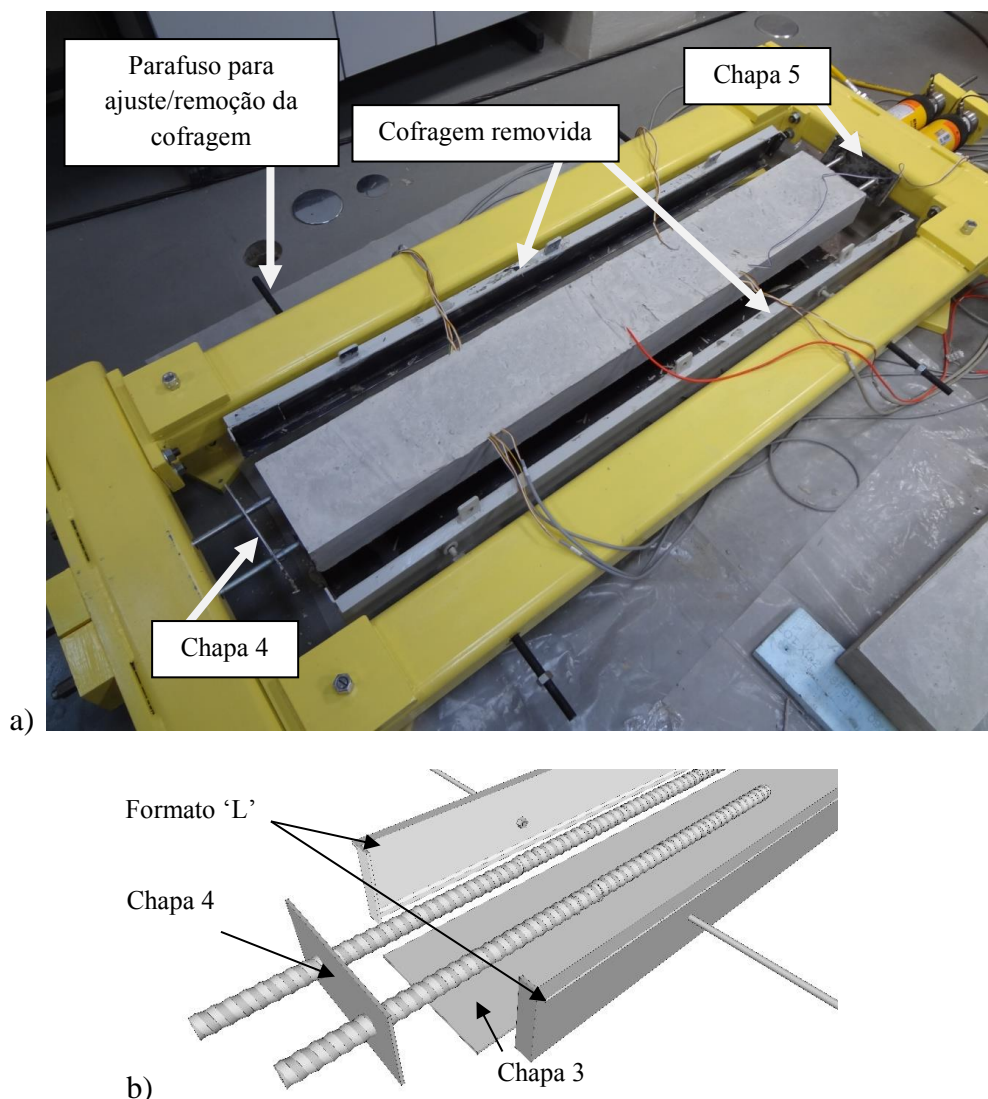


Figura 3.5 – a) Provete restringido com a cofragem metálica removida; b) Detalhes da cofragem.

O dispositivo VRF tem também 4 suportes verticais ajustáveis através de um sistema porca-parafuso (ver as linhas a tracejado na Figura 3.3), que funcionam de forma idêntica ao sistema de cofragem lateral. Estes suportes permitem ajustar a distância da cofragem ao solo, garantindo assim uma secagem uniforme das 4 faces do provete restringido. Realça-se que o provete *dummy* se encontra igualmente suspenso do solo durante o ensaio, a fim de se garantirem condições de secagem idênticas às do provete restringido. A remoção das cofragem é realizada em simultâneo em ambos os provetes.

3.5 Instrumentação adotada no VRF

A monitorização dos ensaios no VRF é efetuada com recurso a diversos pares de extensómetros eléctricos (sensores da marca VISHAY, modelo CEA-00-250UW-350), sempre acompanhados por sensores de temperatura PT100, de forma a ser possível realizar as correções nos extensómetros eléctricos associadas aos efeitos da temperatura, algo que no presente sistema é

essencial executar com elevada precisão, face à ordem de grandeza das deformações que se pretendem medir (resolução ao nível de $1\mu\epsilon = 10^{-6}$). O ensaio inclui também sensores de cordas vibrantes embebidos no betão, VWSG (*Vibrating Wire Strain Gauges*), da marca *Gage Technique International*, do tipo TES/5.5/T, com uma amplitude de leitura de $3000\mu\epsilon$, resolução superior a $1\mu\epsilon$ e um comprimento de 13.97cm. Estes sensores permitem assim medir a deformação total no provete restringido e no *dummy*, além de realizarem o registo das temperaturas no centro dos provetes. A disposição dos vários sensores mencionados pode ser observada na Figura 3.3a, estando a respetiva aplicação pormenorizada na Figura 3.6.

Relativamente ao provete restringido, na Figura 3.2 é possível observar que a um 1/3 (EE1) e a 2/3 (EE2) do respetivo desenvolvimento longitudinal existem pares de extensómetros elétricos colados em zonas diametralmente opostas de cada varão. É assim possível obter a deformação total do provete em duas secções distintas, redundância importante para permitir a prossecução do ensaio no caso de ocorrer uma fendilhação accidental próximo de um dos pares de sensores. Garante-se assim a medição da deformação mecânica no aço, que por apresentar um comportamento elástico permite calcular o esforço axial suportado pelos varões. Ao subtrair a força axial instalada nos varões à força externa aplicada pelos atuadores hidráulicos é possível calcular a força de tração (ou a correspondente tensão) instalada na secção de betão. A deformação total no betão é medida nos pares de extensómetros elétricos (EE1 e EE2, assumindo a perfeita compatibilidade de extensões no betão e no aço nas correspondentes secções), e também na zona central da secção transversal através do sensor VWSG1 (ver Figura 3.2). A redundância adotada permite verificar a uniformidade das tensões na secção transversal e ao longo do provete restringido, possibilitando ainda a continuidade do ensaio no caso de algum sensor falhar.

Na Figura 3.2 é também possível observar mais dois pares de extensómetros elétricos (EE3) instalados em ambos os varões de aço, numa zona não embebida no betão. Estes sensores, em conjunto com um sensor PT100, permitem determinar as forças exteriores que são aplicadas ao provete restringido, sendo mais uma redundância do dispositivo face à existência de células de carga (marca OMEGA, modelo LC8250-1.00-75k, ocas para permitir a passagem dos varões roscados).

No centro do *dummy* existe igualmente um sensor VWSG2 instalado para monitorizar a deformação livre do betão, correspondente ao fenómeno de retração e à deformação térmica.

Face à necessidade de uma alta precisão nas leituras dos sensores elétricos, optou-se pela utilização de baterias independentes para alimentar o sistema de aquisição DataTaker 515, isolando-se assim o sistema relativamente a possíveis perturbações elétricas da rede de fornecimento de energia. Com esta configuração de ensaio é possível obter leituras das deformações com precisões da ordem de $0.1\mu\epsilon$.

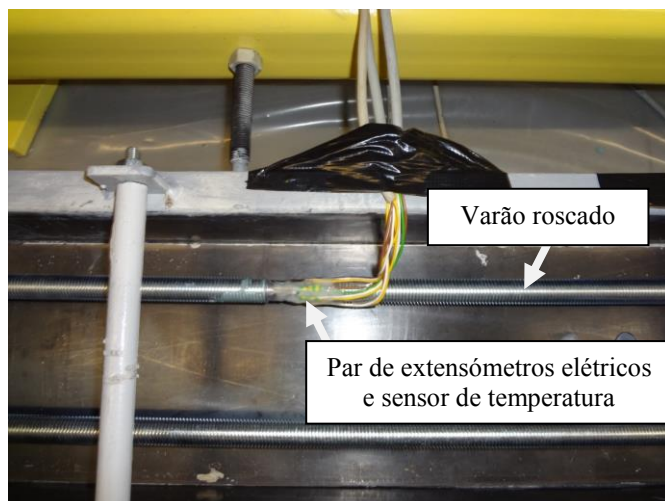


Figura 3.6 – Extensómetros elétricos e sensor temperatura colados no varão roscado.

3.6 Formulação para determinação das tensões autoinduzidas e das deformações de fluência do betão

Para caracterizar o comportamento do betão sob estados de tração induzidos pela retração é necessário identificar e separar as deformações que ocorrem no material, nomeadamente as decorrentes das deformações por retração, das deformações térmicas e da força axial imposta ao provete restringido pelos atuadores hidráulicos [1].

Nos subcapítulos que se seguem apresentar-se-ão as formulações que permitem descrever as deformações e tensões que se desenvolvem no provete restringido devidas a cada um dos fenómenos referidos ocorrendo isoladamente, aplicando no final o princípio da sobreposição dos efeitos de forma a obter as correlações finais entre as leituras dos sensores instalados e os resultados pretendidos. A apresentação envolverá apenas metade dos provetes devido à simetria existente em termos longitudinais. De forma a evitar ambiguidades adotou-se a seguinte convenção: considerar as expansões e os esforços de tração com sinal positivo, e as contrações e os esforços de compressão com sinal negativo. De salientar que em continuação se assume que a retração diferencial e os gradientes térmicos existentes ao longo da secção transversal são negligenciáveis.

3.6.1 Efeito da deformação do betão por retração

Na Figura 3.7 é possível observar o comportamento do provete armado e do provete livre sob ação exclusiva da retração (ou seja, sem ação térmica nem forças aplicadas ao provete restringido).

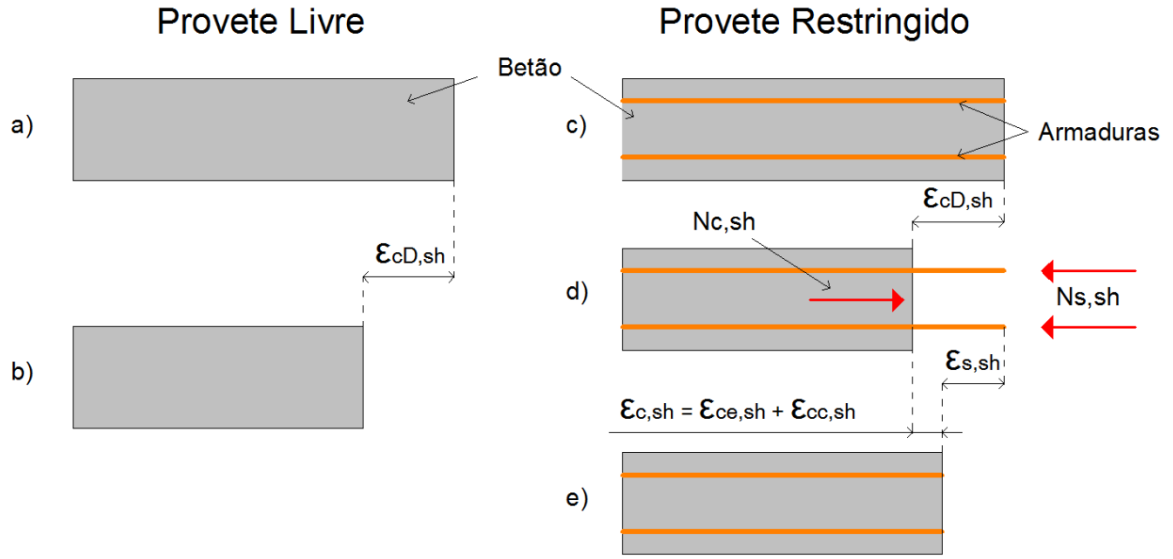


Figura 3.7 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da retração do betão.

A Figura 3.7a-b representa a extensão de contração livre do betão no provete *dummy* no instante t , $\varepsilon_{cD,sh}(t)$, medida diretamente através do sensor embebido VWSG2 (ver Figura 3.2). As Figura 3.7c-e representam o provete restringido com os varões roscaados, em que o betão é submetido a uma extensão mecânica de tração $\varepsilon_{c,sh}(t)$ e o aço a uma extensão mecânica de compressão $\varepsilon_{s,sh}(t)$. A extensão do betão, $\varepsilon_{c,sh}(t)$, pode ainda ser decomposta nas suas componentes elástica, $\varepsilon_{ce,sh}(t)$, e de fluência, $\varepsilon_{cc,sh}(t)$, isto é:

$$\varepsilon_{c,sh}(t) = \varepsilon_{ce,sh}(t) + \varepsilon_{cc,sh}(t) \quad (3.1)$$

A compatibilização das extensões no aço e no betão no provete restringido impõe que:

$$\varepsilon_{cD,sh}(t) = \varepsilon_{s,sh}(t) - \varepsilon_{c,sh}(t) = \varepsilon_{s,sh}(t) - \varepsilon_{ce,sh}(t) - \varepsilon_{cc,sh}(t) \quad (3.2)$$

No provete restringido (ver Figura 3.7d) o equilíbrio impõe que a força axial no betão, $N_{c,sh}(t)$, e a força axial nos varões, $N_{s,sh}(t)$, cumpram a seguinte condição:

$$N_{c,sh}(t) = -N_{s,sh}(t) \quad (3.3)$$

ou de forma equivalente (definindo $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ como o rácio entre a secção transversal dos varões de aço, A_s , e a secção transversal de betão, A_c):

$$\sigma_{c,sh}(t) = -\sigma_{s,sh}(t) \rho \quad (3.4)$$

onde $\sigma_{c,sh}(t)$ representa a tensão axial no betão e $\sigma_{s,sh}(t)$ a tensão axial no aço.

Definindo o módulo de elasticidade no aço como E_s e o módulo de elasticidade do betão no instante t como $E_c(t)$, e aplicando a lei de Hooke à Eq. 3.4, é possível obter a deformação elástica no betão que se desenvolve no provete restringido por ação exclusiva da retração:

$$\varepsilon_{ce,sh}(t) = -\varepsilon_{s,sh}(t) \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \quad (3.5)$$

Substituindo este resultado na Eq. 3.2 resulta:

$$\varepsilon_{cc,sh}(t) = \varepsilon_{s,sh}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \varepsilon_{cD,sh}(t) \quad (3.6)$$

expressão que permite isolar a componente de fluência em tração que se desenvolve no provete restringido devido à ação da retração.

3.6.2 Efeito da deformação térmica

Nas situações em que o efeito da temperatura não pode ser negligenciado (devido ao calor que se desenvolve no processo de hidratação do cimento, ou devido a variações térmicas no ambiente) a Figura 3.8 esquematiza as deformações que se desenvolvem no provete *dummy* e no provete restringido, para um incremento de temperatura $\Delta T(t)$. É importante realçar que ambos os provetes apresentam exatamente a mesma secção, e que se encontram submetidos ao mesmo ambiente, logo apresentam sensivelmente as mesmas variações térmicas $\Delta T(t)$. Nestas condições, a deformação térmica livre pode ser identificada no provete *dummy*, levando a uma extensão igual a $\alpha_c \Delta T(t)$, sendo α_c o coeficiente de dilatação térmica do betão, que apresenta variações significativas para idades muito jovens [29]. Contudo, no presente trabalho o coeficiente de dilatação térmica do betão é assumido constante, uma vez que os ensaios se iniciaram 46h após a betonagem dos provetes. Se se pretendesse iniciar o ensaio em idades do betão mais precoces seria igualmente possível, sendo nesse caso necessário definir a expansão térmica livre do betão de uma forma incremental, $\sum_{i=0}^n \alpha_c(t_i) \Delta T(t_i)$, sendo n o número de incrementos de tempo t_i , cada um dos quais com o correspondente coeficiente de dilatação térmica $\alpha_c(t_i)$ e variação de temperatura $\Delta T(t_i)$.

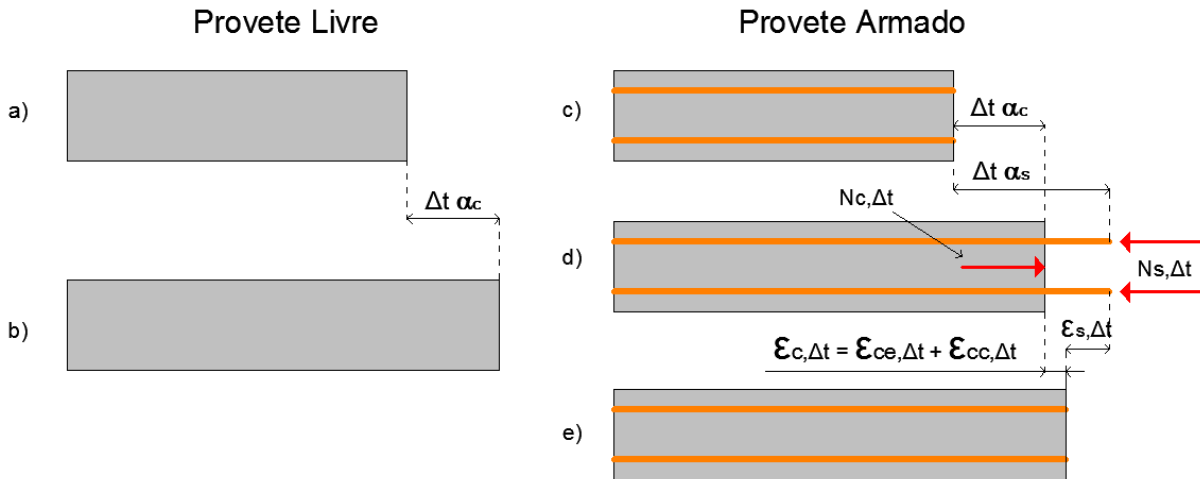


Figura 3.8 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da deformação térmica.

Caso o coeficiente de dilatação térmica do aço (α_s) e do betão sejam distintos, no provete restringido desenvolvem-se forças axiais no betão, $N_{c,\Delta T}(t)$, e no aço, $N_{s,\Delta T}(t)$. Impondo o equilíbrio tem-se:

$$N_{c,\Delta T}(t) = -N_{s,\Delta T}(t) \quad (3.7)$$

sendo a compatibilidade das deformações expressa da seguinte forma:

$$\alpha_c \Delta T(t) + \varepsilon_{c,\Delta T}(t) = \alpha_s \Delta T(t) + \varepsilon_{s,\Delta T}(t) \quad (3.8)$$

onde $\varepsilon_{c,\Delta T}(t)$ e $\varepsilon_{s,\Delta T}(t)$ representam, respetivamente, as extensões mecânicas do betão e do aço devido ao efeito da temperatura. Desenvolvendo as Eqs. 3.7 e 3.8 da mesma forma que para as Eqs. 3.3-3.6, é possível obter a seguinte expressão associada à componente da fluência em tração para a ação térmica:

$$\varepsilon_{cc,\Delta T}(t) = \varepsilon_{s,\Delta T}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - (\alpha_c - \alpha_s) \Delta T(t) \quad (3.9)$$

É importante referir, contudo, que os efeitos térmicos se encontram minimizados na estratégia implementada no sistema VRF pelos seguintes motivos: (i) a secção transversal dos provetes tem uma espessura de apenas 0.10m, o que reduz o aumento da temperatura associada à hidratação do cimento (ficando inferior a 2°C nas misturas utilizadas); (ii) o sistema encontra-se dentro de uma câmara climática com um ambiente com temperatura constante, $T = 20^\circ\text{C}$ e (iii) também pelo facto de que para idades de betão superiores a 24h se tem $\alpha_c \cong \alpha_s$.

3.6.3 Efeito da força axial imposta pelos atuadores

Tendo em consideração a força axial total $N(t)$ aplicada no provete restringido pelos atuadores hidráulicos (ver Figura 3.2 e Figura 3.3), o equilíbrio é garantido pela equação:

$$N(t) = N_c(t) + N_s(t) \quad (3.10)$$

onde $N_c(t)$ e $N_s(t)$ representam as componentes da força que atuam no betão e no aço, respetivamente (ver Figura 3.9).

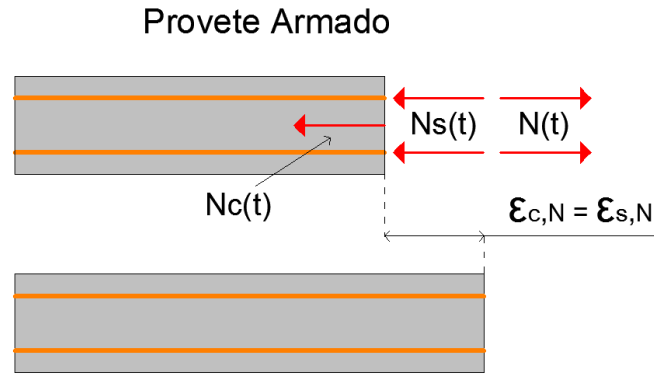


Figura 3.9 – Esquema do comportamento sob a ação exclusiva da força axial imposta.

Repare-se que as extensões do betão e do aço associadas à força imposta são idênticas, devido à compatibilidade das extensões. Se a extensão no betão, $\varepsilon_{c,N}(t)$, for decomposta na parte elástica, $\varepsilon_{ce,N}(t)$, e na de fluência, $\varepsilon_{cc,N}(t)$, obtém-se:

$$\varepsilon_{s,N}(t) = \varepsilon_{c,N}(t) = \varepsilon_{ce,N}(t) + \varepsilon_{cc,N}(t) \quad (3.11)$$

sendo que em regime elástico a Eq. 3.10 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$N(t) = E_c(t) A_c \varepsilon_{ce,N}(t) + E_s A_s \varepsilon_{s,N}(t) =$$

$$= E_c(t) A_c \left(\varepsilon_{s,N}(t) - \varepsilon_{cc,N}(t) \right) + E_s A_s \varepsilon_{s,N}(t) \quad (3.12)$$

em que a Eq. 3.11 foi aplicada no segundo membro da Eq. 3.12, introduzindo a componente de fluência $\varepsilon_{cc,N}(t)$. Assim, após algum processamento matemático é possível obter a seguinte expressão para a fluência do betão em tração associada à ação da força axial imposta pelos atuadores:

$$\varepsilon_{cc,N}(t) = \varepsilon_{s,N}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \frac{N(t)}{E_c(t) A_c} \quad (3.13)$$

3.6.4 Expressões finais aplicáveis ao VRF

Nesta fase é possível aplicar o princípio da sobreposição dos efeitos viscoelásticos para expressar a deformação total de fluência no betão $\varepsilon_{cc}(t)$ que se desenvolve no provete restringido do VRF. É também necessário considerar nesta fase o efeito associado ao endurecimento do betão (*aging*), que introduz uma componente de extensão $\varepsilon_{c,a}(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} - \frac{\sigma_c(t)}{E_c(t)}$, dependente da evolução do módulo de elasticidade do betão e do instante de início do ensaio, t_0 . Assim, das Eqs. 3.6, 3.9 e 3.13 e da consideração desta componente $\varepsilon_{c,a}(t)$ resulta:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cc}(t) = & \varepsilon_{s,sh}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \varepsilon_{cD,sh}(t) + \varepsilon_{s,\Delta T}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \\ & - (\alpha_c - \alpha_s) \Delta T(t) + \varepsilon_{s,N}(t) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \frac{N(t)}{E_c(t) A_c} - \varepsilon_{c,a}(t) \end{aligned} \quad (3.14)$$

De forma a poder relacionar explicitamente as extensões envolvidas na Eq. 3.14 com as medições dos sensores elétricos e dos sensores de cordas vibrantes utilizados no VRF, cujas leituras representam extensões totais, é importante referir que:

$$\varepsilon_{cR,read}(t) = \varepsilon_{sR,read}(t) = \varepsilon_{s,sh}(t) + \varepsilon_{s,N}(t) + \varepsilon_{s,\Delta T}(t) + \alpha_s \Delta T(t) \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{cD,read}(t) = \varepsilon_{cD,sh}(t) + \varepsilon_{cD,\Delta T}(t) = \varepsilon_{cD,sh}(t) + \alpha_c \Delta T(t) \quad (3.16)$$

Nestas expressões o índice ‘R’ indica que se trata de uma leitura no provete restringido, ‘D’ assinala que se trata de uma leitura no *dummy* e ‘read’ significa que se trata de uma leitura direta dos sensores utilizados. Assim sendo, aplicando a Eq. 3.15 na Eq. 3.14 obtém-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cc}(t) = & \left(\varepsilon_{cR,read}(t) - \alpha_s \Delta T(t) \right) \left(1 + \frac{E_s}{E_c(t)} \rho \right) - \varepsilon_{cD,read}(t) + \alpha_s \Delta T(t) - \frac{N(t)}{E_c(t) A_c} - \\ & - \varepsilon_{c,a}(t) \end{aligned} \quad (3.17)$$

É importante salientar que desta Eq. 3.17 se obtém o valor final da extensão de fluência do betão em tração sem envolver α_c , que como referido anteriormente é um parâmetro de difícil obtenção. Note-se que as extensões $\varepsilon_{cR,read}(t)$ e $\varepsilon_{cD,read}(t)$ são leituras diretas dos sensores de cordas vibrantes instalados no provete restringido e no *dummy*, e que α_s , ρ e E_s são constantes conhecidas desde do início do ensaio. Assim sendo, a única propriedade que deve ser identificada durante o processo experimental é o módulo de elasticidade do betão, $E_c(t)$. O VRF está concebido para permitir determinar a evolução de $E_c(t)$ ao longo do ensaio, através de operações de descarga/recarga dos atuadores. Além disso, a tensão instalada no betão, $\sigma_c(t)$,

importante para definir a componente $\varepsilon_{c,a}(t)$ ao longo do ensaio, pode também ser obtida da seguinte forma:

$$\sigma_c(t) = E_c(t) \varepsilon_{ce}(t) \quad (3.18)$$

em que $\varepsilon_{ce}(t)$ representa a extensão elástica no betão. Uma vez que a extensão total do betão pode ser facilmente obtida de

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cR,read}(t) \quad (3.19)$$

e a componente elástica se pode calcular a partir de

$$\varepsilon_{ce}(t) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cc}(t) - \alpha_c \Delta T - \varepsilon_{cD,sh}(t) \quad (3.20)$$

após algum processamento matemático da Eq. 3.18, aplicando as Eqs 3.17, 3.19 e 3.20, a tensão total que se desenvolve no betão é expressa como segue:

$$\sigma_c(t) = \frac{N(t)}{A_c} - (\varepsilon_{cR,read}(t) - \alpha_s \Delta T) E_s \rho \quad (3.21)$$

Caso ocorra fendilhação do betão durante o ensaio a Eq. 3.21 permite obter uma leitura quase direta da resistência à tração do betão, para a idade em que a fenda ocorre. Além disso, e como referido anteriormente, mesmo ocorrendo fendilhação accidental do provete restringido é possível continuar o ensaio com o VRF através da adoção de sensores para o controlo do ensaio que não sejam perturbados pela ocorrência da fendilhação (isto é, que não estejam próximos da secção de formação da fenda).

3.7 Programa experimental desenvolvido

Neste subcapítulo apresenta-se a descrição do protocolo experimental adotado nos ensaios com o dispositivo VRF, tendo em vista a caracterização de betões de três amassaduras diferentes.

3.7.1 Protocolo experimental

No VRF a betonagem é realizada após estar garantido que o sistema de cofragem se encontra adequadamente posicionado, tal como todo o conjunto de sensores adotado. Através dos sistemas porca-parafuso do VRF é possível aplicar alguma pré-carga no provete restringido (cerca de 10kN), de forma a garantir o perfeito alinhamento dos varões de aço com o sistema de cofragem, e eliminar possíveis folgas no pórtico metálico. Decorrido um período de 24h após a betonagem os provetes foram descofrados, permanecendo em repouso nas 22h seguintes. Desta forma os ensaios tiveram início ~46h após a betonagem, garantindo-se assim que os efeitos das deformações térmicas associadas à hidratação do cimento e ao arrefecimento por evaporação (*evaporative cooling*) foram minimizados [1]. A campanha experimental foi realizada com o VRF instalado numa câmara climática com condições ambientais constantes ($T=20^\circ\text{C}$ e $HR=50\%$). O período inicial de repouso permitiu o equilíbrio e uniformidade da temperatura dos provetes com o meio ambiente, tendo-se posteriormente aplicado, através dos atuadores hidráulicos, uma força axial nos varões do provete armado. Esta força $N(t)$ foi estimada de forma a introduzir uma tensão de tração no betão correspondente a ~55% da

resistência média à tração deste material à idade de 2 dias. De salientar que previamente aos ensaios foi realizada uma caracterização mecânica detalhada dos betões recorrendo a ensaios em provetes cilíndricos, para determinação dos valores da resistência à compressão, do módulo de elasticidade e da resistência à tração. Relativamente à evolução da tensão de tração no sistema VRF, nos três ensaios foi seguido o seguinte protocolo :

- Numa primeira fase, entre as 46h e as 300h (1.9 dias a 12.5 dias), manteve-se a tensão de tração no betão praticamente constante, realizando correções na força aplicada $N(t)$ aproximadamente a cada 6h.
- Numa segunda fase, entre as 300h e as 500h (12.5 a 20.8 dias), manteve-se praticamente nula a tensão de tração no betão, de forma a ser possível observar a recuperação das deformações de fluência.
- Por último o provete restringido foi novamente tracionado, tendo-se aplicado um estado de tensão idêntico ao da primeira fase.

3.7.2 Caracterização dos betões ensaiados

No Quadro 3.1 apresenta-se a composição das diferentes amassaduras de betão utilizadas na campanha experimental, que pretende cobrir uma gama de classes de resistência correntemente utilizadas em Portugal.

Quadro 3.1 – Composição das três amassaduras de betão.

Componente	C20/25 (kg/m³)	C35/45 (kg/m³)	C40/50 (kg/m³)
Cimento - CEM I 42.5 R (Maceira)	225	275	320
Adição Filler	344	300	260
Superplastificante 3006	4.212	7.1905	7.641
Brita Calcária	840	840	840
Areia 1	395	395	395
Areia 2 (Média)	395	395	395
Água	160	154.03	160

No Quadro 3.2, no Quadro 3.3 e no Quadro 3.4 apresentam-se os resultados relativos à campanha laboratorial de caracterização mecânica dos diferentes betões, sendo que $f_{cm}(t)$ representa a resistência média à compressão em provetes cilíndricos, $E_{cm}(t)$ designa o módulo de elasticidade médio e $f_{ctm}(t)$ representa a resistência média à tração obtida através do ensaio de compressão diametral, sendo todas estas propriedades referentes à idade t (em dias).

Quadro 3.2 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C20/25.

Tempo do ensaio (dias)	$f_{cm}(t)$ (MPa)	$E_{cm}(t)$ (GPa)	$f_{ctm}(t)$ (MPa)
1	11.1	26.4	1.40
2	16.1	30.5	1.73
3	-	31.9	2.28
7	-	32.0	2.83
28	32.9	35.4	2.96

Quadro 3.3 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C35/45.

Tempo do ensaio (dias)	$f_{cm}(t)$ (MPa)	$E_{cm}(t)$ (GPa)	$f_{ctm}(t)$ (MPa)
1	18.5	28.4	1.59
2	25.9	31.3	2.42
3	29.8	33.6	2.61
7	37.8	34.6	3.25
28	44.4	38.8	3.71

Quadro 3.4 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C40/50.

Tempo do ensaio (dias)	$f_{cm}(t)$ (MPa)	$E_{cm}(t)$ (GPa)	$f_{ctm}(t)$ (MPa)
1	22.7	32.8	2.45
2	33.2	36.3	2.94
3	36.0	38.5	3.63
28	50.3	39.5	4.37

3.8 Resultados experimentais

3.8.1 Deformações e tensões totais do provete restringido e do provete livre

A precisão da avaliação das extensões totais nos provetes em estudo é de extrema importância para a avaliação das deformações de fluência do betão em tração. Na presente campanha de ensaios optou-se pela utilização de sensores de cordas vibrantes, tanto no provete restringido como no livre (VWSG1 e VWSG2, respetivamente – ver Figura 3.2). Estes sensores fornecem diretamente os valores das deformações totais das zonas instrumentadas. Na Figura 3.10 é possível observar as extensões medidas nos provetes livres, $\epsilon_{CD,read}(t)$, para os três betões em estudo, as quais representam as deformações térmicas e de retração do betão registadas no interior da câmara climática. No entanto é importante realçar que as variações térmicas no interior da câmara são muito reduzidas ($<0.5^{\circ}\text{C}$), o que torna as deformações térmicas praticamente negligenciáveis. Por esse motivo, a Figura 3.10 representa na prática as deformações associadas à retração do betão.

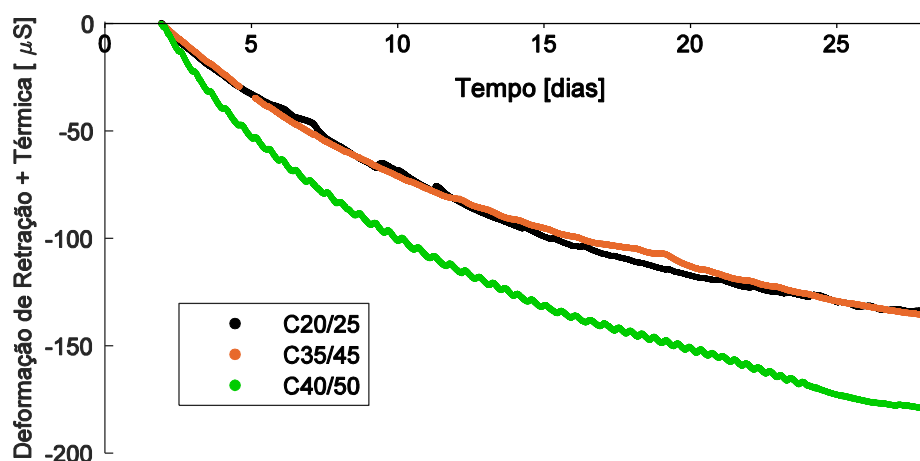


Figura 3.10 – Deformações do betão nos provetes livres (extensão de retração + térmica) para três classes de resistência.

Na Figura 3.11 apresentam-se as extensões totais associadas aos provetes restringidos, $\epsilon_{cR,read}(t)$, para as diferentes classes de betão. Conforme é possível observar, ao induzir o estado de tensão inicial no provete (cerca de 55% do valor de f_{ctm} aos dois dias de ensaio) surge um aumento da extensão total. Posteriormente, com o decorrer da ação da retração, a extensão total do provete vai diminuindo gradualmente. Ao fim de 12.5 dias de ensaio, quando se procede à descarga controlada do sistema, surge uma quebra acentuada na extensão total. De forma análoga, surge um aumento súbito na extensão quando se procede à recarga do sistema, aos 20.8 dias de idade. Durante todo o ensaio, uma vez que se realizaram várias ações de descarga/recarga do sistema, surgem singularidades ao longo das curvas da Figura 3.11. O objetivo deste procedimento foi determinar o módulo de elasticidade do betão ao longo do ensaio, $E_c(t)$, de forma a avaliar com a maior exatidão possível a parcela elástica contida na extensão total, procedimento que será explicado em detalhe no subcapítulo seguinte.

Na Figura 3.12 é possível observar a tensão imposta nos provetes restringidos nos três ensaios. Conforme explicado anteriormente, é possível verificar que se consegue garantir um patamar de tensão de tração instalada no betão relativamente estável ($\pm 0.10\text{MPa}$), estando o sistema em carga ou com tensão nula. Note-se que os níveis de tensão aplicados são distintos, uma vez que as resistências à tração são diferentes para os três betões ensaiados [86].

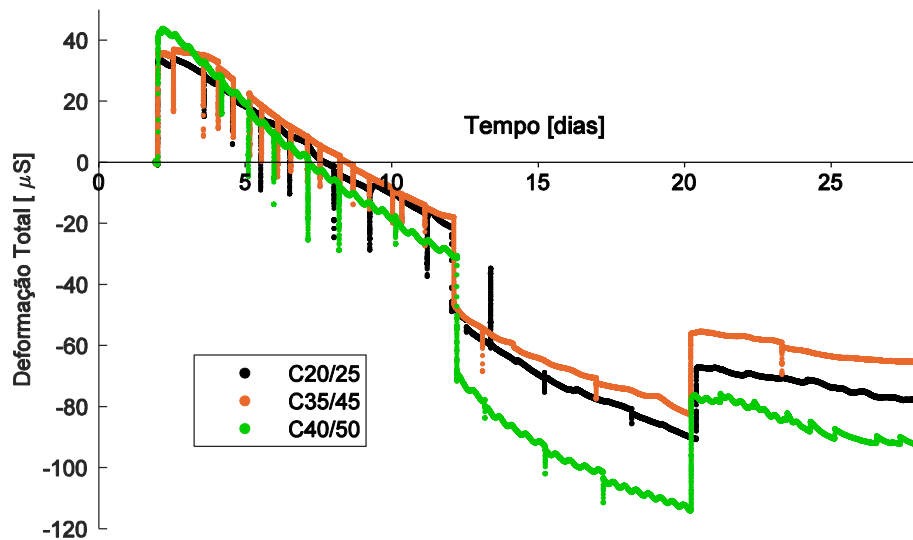


Figura 3.11 – Deformações totais do betão nos provete restringidos para três classes de resistência.

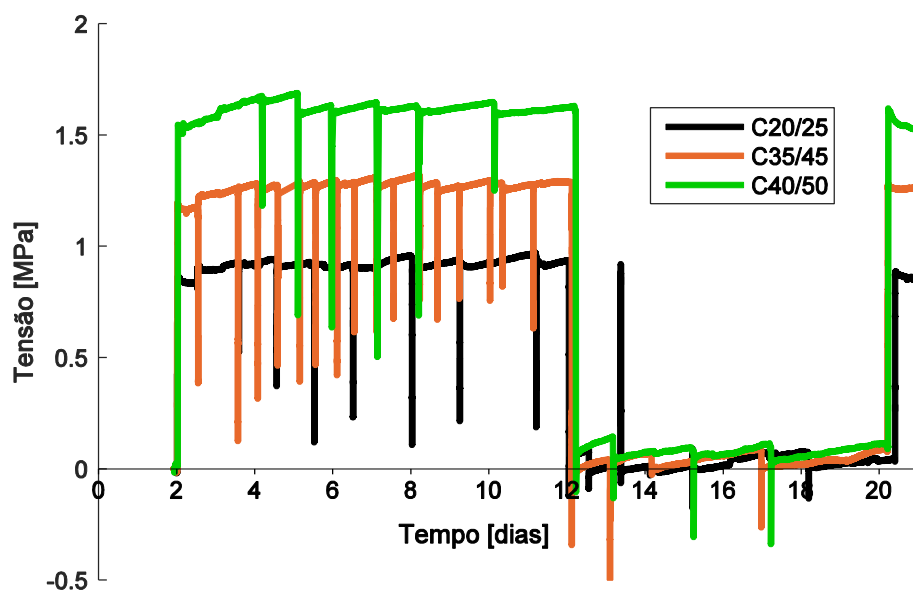


Figura 3.12 – Tensões instaladas no betão dos provete restringidos para três classes de resistência.

3.8.2 Avaliação do módulo de elasticidade do betão

A determinação da parcela elástica das extensões totais é fundamental para a avaliação das deformações de fluência em tração do betão. Por este motivo é importante salientar o facto de o VRF permitir determinar a evolução do módulo de elasticidade do betão ao longo de cada teste, possibilidade também assegurada por sistemas congéneres desenhados para ensaios com provetes de betão simples [24, 26]. Porém, o facto de o VRF permitir prosseguir o ensaio

mesmo após a eventual fendilhação do betão assegura ao utilizador um considerável conforto relativamente ao manuseamento do sistema, possibilitando a determinação do módulo de elasticidade em diversos instantes, procedendo à descarga/recarga do provete restringido e registando a variação da extensão $\varepsilon_{ce}(t)$.

As ações de descarga/recarga no VRF consistem numa descarga parcial do sistema hidráulico, seguida de uma recarga, sendo que estas operações têm de ser realizadas num período temporal suficientemente curto para serem consideradas instantâneas, sem envolvimento de efeitos diferidos do betão. Ao longo do ensaio são realizados vários ciclos deste tipo (ver Figura 3.12), de forma a obter o valor de $E_c(t)$ a diferentes idades do betão. Em paralelo com este ensaio usou-se também a técnica de medição do módulo de elasticidade do betão designada EMM-ARM (*Elasticity Modulus Monitoring through Ambient Response Method*), desenvolvida por Azenha [2], e cuja montagem experimental está ilustrada na Figura 3.13. Esta técnica permite a aferição do módulo de elasticidade desde do instante inicial de maturação do betão, através da medição da frequência de vibração natural dos provetes ensaiados. Na Figura 3.14 apresenta-se a comparação dos valores de $E_c(t)$ obtidos através dos dois métodos descritos para o betão da classe C40/50, comprovando-se a boa concordância de ambas as metodologias.



Figura 3.13 – Vista geral do ensaio EMM-ARM durante a betonagem dos provetes.

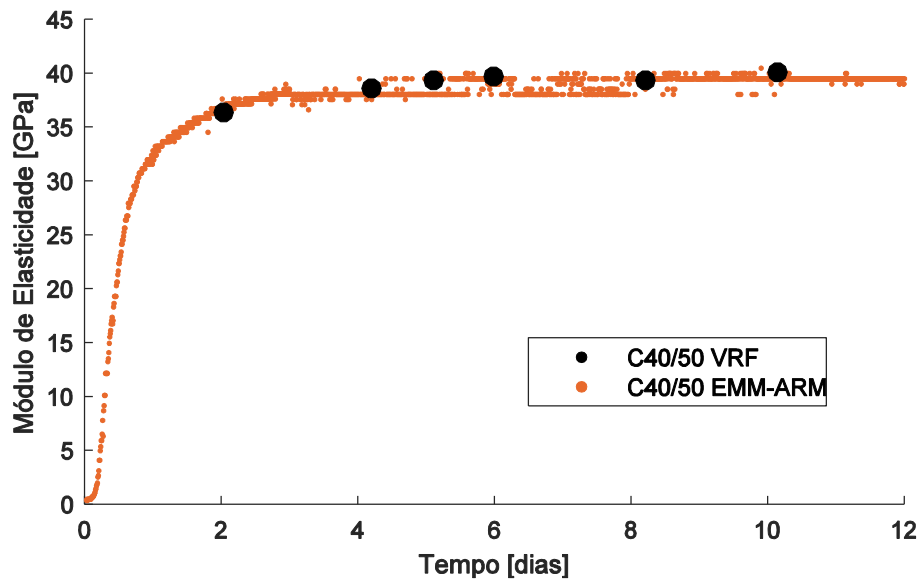


Figura 3.14 – Evolução de $E_c(t)$: VRF *versus* técnica EMM-ARM (betão C40/50).

3.8.3 Avaliação da extensão de fluência do betão

Após medição da extensão total do betão no provete restringido do VRF, e subsequente determinação das componentes das extensões de retração, térmica e elástica, é possível calcular a extensão de fluência em tração do betão através da formulação matemática descrita no subcapítulo 3.6. Na Figura 3.15 apresentam-se as evoluções de $\varepsilon_{cc}(t)$ obtidas nos ensaios realizados para os três betões descritos no subcapítulo 3.7.2.

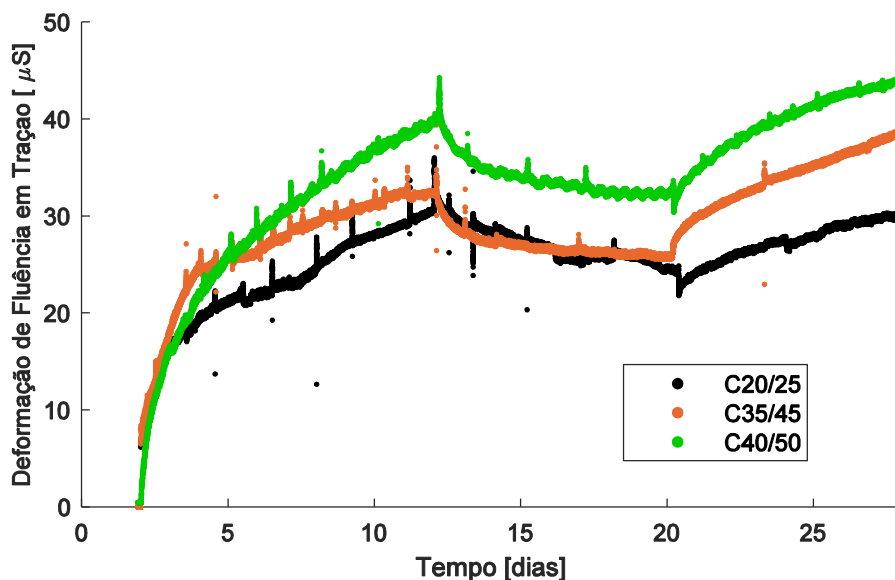


Figura 3.15 – Deformações de fluência em tração determinadas em betões de três classes de resistência.

Conforme é possível observar, as três classes de betão em estudo apresentam deformações por fluência em tração com evoluções típicas, caracterizadas por crescimentos mais acentuados nos instantes posteriores à imposição do carregamento. À semelhança do comportamento da fluência em compressão, é também possível observar a recuperação das deformações por fluência quando ocorre a descarga do sistema – período entre os 12.5 e os 20.8 dias.

Na Figura 3.15 não é possível comparar o comportamento de fluência em tração dos diferentes betões, uma vez que o nível de carregamento é distinto. Para mais diretamente se poderem comparar os comportamentos em fluência dos três betões em estudo, apresentam-se na Figura 3.16 as curvas de fluência específica de tração correspondentes a cada classe de resistência. A fluência específica representa o quociente entre a extensão de fluência em tração e o nível da tensão aplicada ao betão. Conforme é possível observar, o betão da classe C20/25 apresenta a maior fluência específica, enquanto o da classe C40/50 apresenta a menor. É interessante destacar que as curvas associadas ao betão da classe C40/50 apresentam consistentemente resultados mais suaves e menores perturbações. Esta suavidade do sinal é consequência de o valor da tensão de tração aplicada ser superior, o que origina deformações mais acentuadas, ou seja, uma variação de sinal do sensor mais significativa. Assinala-se finalmente na Figura 3.16 a elevada qualidade e estabilidade das curvas de fluência específica obtidas para os betões das três classes de resistência, sobretudo quando comparadas com as reportadas na bibliografia associada a ensaios congêneres [24, 26, 31].

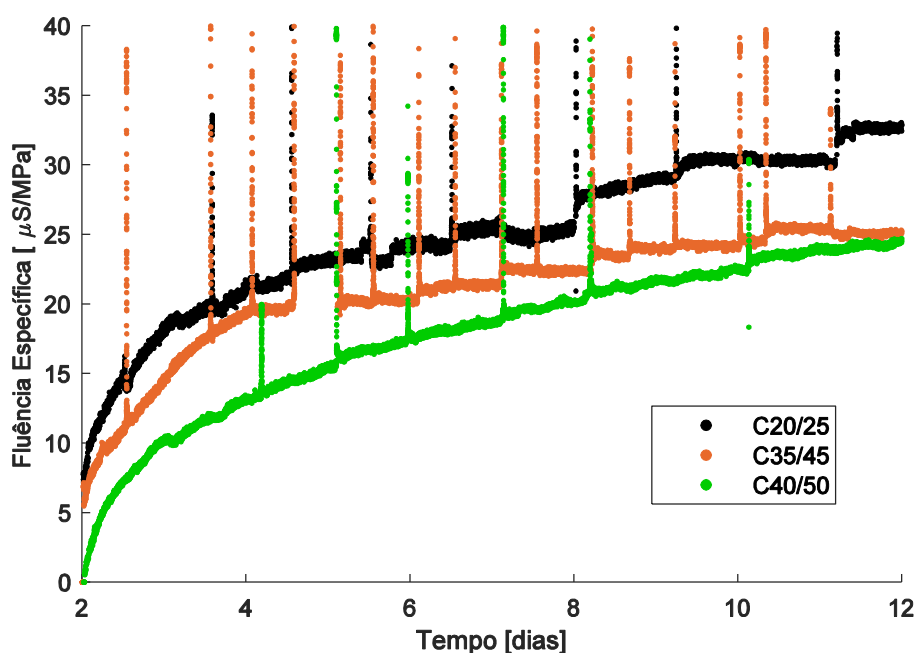


Figura 3.16 – Fluência específica em tração determinada em betões de três classes de resistência.

3.9 Ensaios adicionais para validação do VRF

3.9.1 Variante do betão C40/50 aplicando menor tensão de tração

No sentido de verificar a consistência da técnica de ensaio associada ao VRF, desenvolveu-se um novo ensaio (C40/50B) utilizando exatamente a mesma mistura de betão da classe C40/50, porém aplicando uma tensão de tração constante distinta da do correspondente ensaio original. O objetivo é validar se o valor da fluência específica, que se espera que corresponda a uma característica do betão, e portanto seja independente do valor da tensão de tração aplicada, se mantém idêntica em ambos os ensaios. Assim, aplicou-se uma tensão de tração no betão de $\sim 0.87\text{MPa}$, que representa 30% do valor de $f_{ctm}(48h)$, consideravelmente inferior ao valor da tensão de tração imposta no primeiro ensaio (em que se considerou 55% de $f_{ctm}(48h)$). O protocolo experimental adotado foi idêntico, tendo este sido um ensaio mais curto, de apenas 12 dias.

Na Figura 3.17 é possível comparar as deformações totais medidas nos *dummy* de ambos os ensaios, que são quase coincidentes, algo que era expectável uma vez que correspondem praticamente à medição da deformação por retração, essencialmente a mesma por se tratar de betões com a mesma composição e que são curados nas mesmas condições.

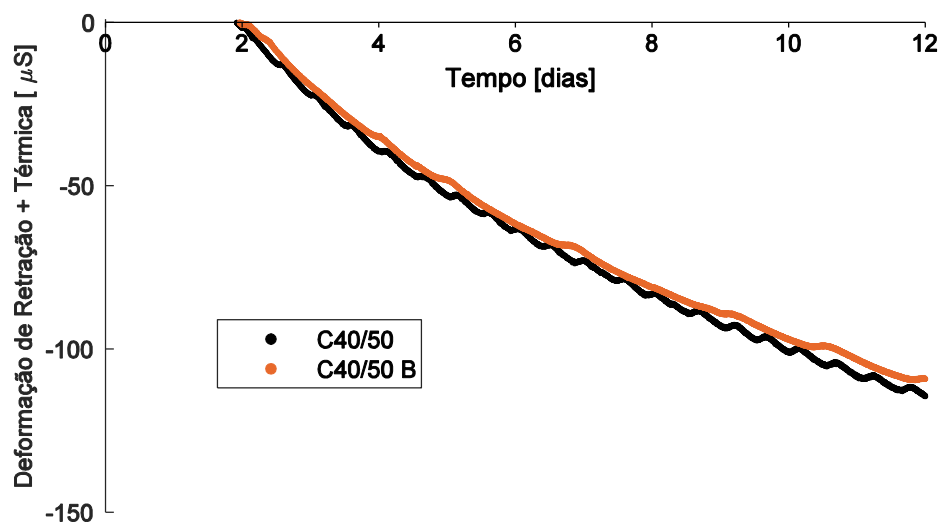


Figura 3.17 – Deformações do betão nos provetes livres (extensão de retração + térmica): ensaios C40/50 e C40/50B.

Na Figura 3.18 é possível observar as evoluções das tensões de tração induzidas nos betões dos provetes restringidos em ambos os ensaios. Verifica-se que os níveis de tensão aplicados são distintos, seguindo no entanto protocolos experimentais similares.

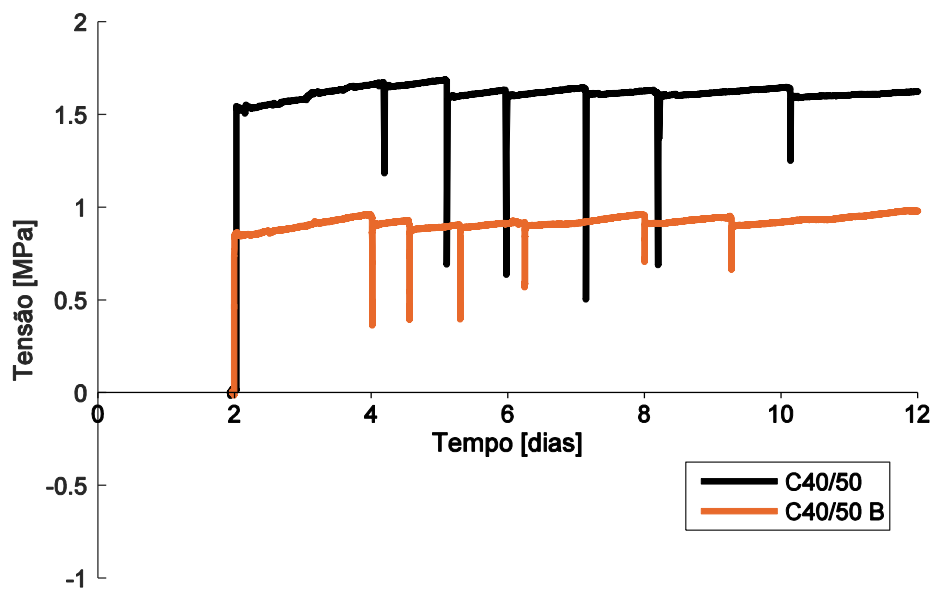


Figura 3.18 – Tensões instaladas no betão dos provete restringidos: ensaios C40/50 e C40/50B.

A Figura 3.19 apresenta os resultados associados à fluência específica, que sendo uma medida da fluência normalizada em relação ao nível de tensão de tração aplicada no provete restringido permite aferir a robustez do ensaio VRF adotado. Como é possível observar, a evolução da fluência específica em ambos os ensaios é praticamente idêntica, realçando assim o bom desempenho da técnica de ensaio proposta, além de validar a linearidade deste fenómeno viscoelástico. No entanto é possível constatar que as medições são ligeiramente mais irregulares no ensaio C40/50B, algo que era espectável uma vez que a tensão de tração aplicada é inferior, e portanto as medições do sensor VWSG1 apresentam um ruído mais visível.

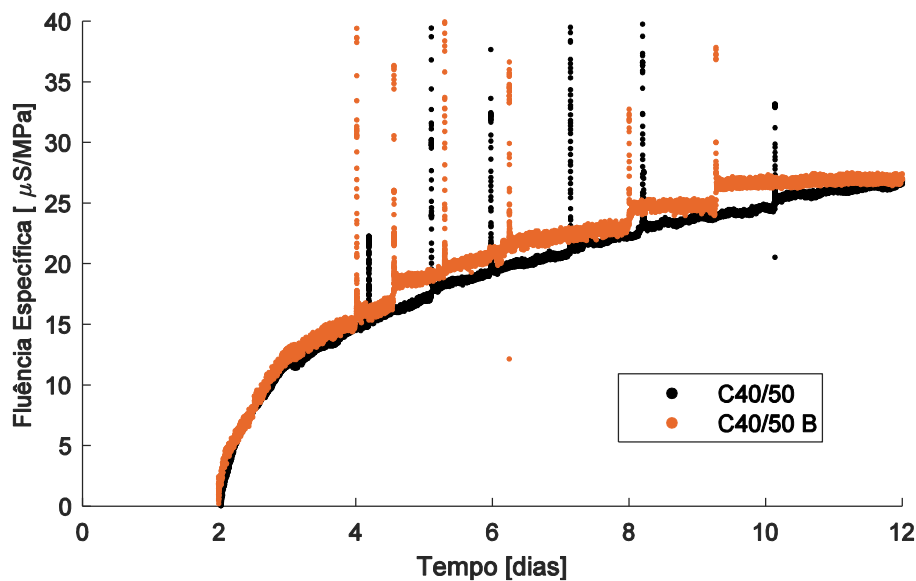


Figura 3.19 – Fluência específica em tração no betão dos provetes restringidos: ensaios C40/50 e C40/50B.

3.9.2 Provete restringido com fendilhação induzida

Outro ensaio desenvolvido com recurso ao sistema VRF e com utilização de um betão previamente caracterizado da classe C35/45 (ensaio C35/45B), teve como base na sua origem demonstrar dois objetivos distintos: (i) a versatilidade do mecanismo VRF, que permite a continuidade do ensaio após fissuração do provete restringido, através da indução de uma fenda, e (ii) demonstrar a possibilidade de desenvolver o ensaio recorrendo apenas a extensómetros elétricos (EE1 e EE2), que permitem determinar a deformação total no provete restringido, e tornam redundante a utilização do sensor VWSG1, possibilitando uma economia adicional na execução do ensaio.

Conforme é possível observar na Figura 3.20, as deformações totais medidas nos sensores VWSG1, EE1 e EE2, que se encontram posicionados em três secções distintas do provete restringido, são praticamente idênticas até à idade de 98h (4.1 dias). Este campo uniforme de extensões ao longo do provete restringido permite concluir que é possível conduzir o ensaio VRF recorrendo somente a extensómetros elétricos. A descontinuidade que se observa aos 4.1 dias na Figura 3.20, registada pelo par de extensómetros elétricos EE2, surge devido à formação de uma fenda precisamente na secção transversal em que estes sensores estão posicionados. Esta coincidência ocorre devido ao facto de o posicionamento dos cabos elétricos dos sensores provocar fragilidades na peça de betão, que são assim indutoras de fendas no provete restringido. No entanto, os restantes sensores não apresentam qualquer evidência de serem perturbados pelo fenómeno da fendilhação, sendo assim possível monitorizar e dar continuidade ao ensaio através da informação obtida por estes sensores, que se encontram devidamente afastados da zona de influência da fenda. Esta é uma vantagem a destacar no dispositivo VRF, uma vez que em sistemas sem armadura, tradicionalmente adotados para

ensaios de restrição longitudinal à tração, não é possível continuar um ensaio após a fissuração do betão [24, 25].

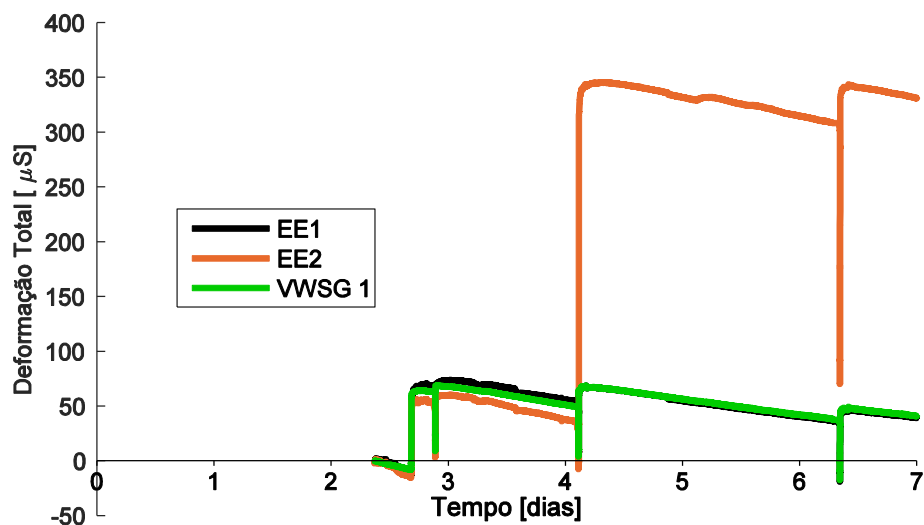


Figura 3.20 – Deformação total no betão do provete restringido avaliada por três sensores: ensaio C35/45B.

A deformação total do provete *dummy* no ensaio C35/45B é praticamente idêntica à do ensaio C35/45, uma vez que em ambos os casos os provetes foram descofrados após 24h da betonagem.

Na Figura 3.21 é possível observar os ciclos de carga e descarga induzidos no provete restringido de forma a avaliar a evolução do $E_c(t)$, sendo de salientar que a formação e presença da fenda não provocou qualquer instabilidade ou incidente ao longo do ensaio.

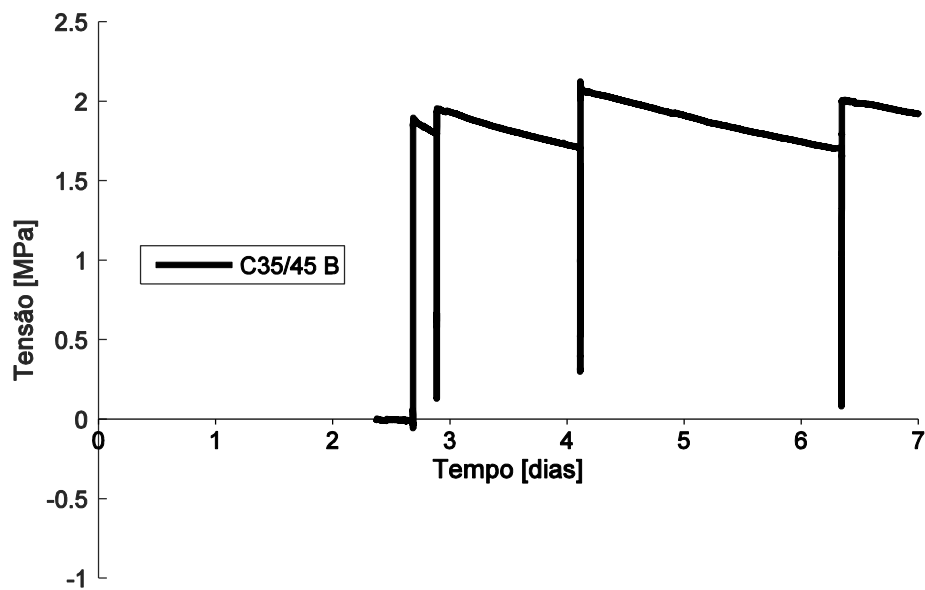


Figura 3.21 – Tensão instalada no betão do provete restringido: ensaio C35/45B.

A deformação de fluência obtida encontra-se registada na Figura 3.22, que conforme se pode verificar apresenta uma evolução estável e suave, ainda que tenha ocorrido fendilhação no provete restringido (as perturbações pontuais na curva experimental são associadas ao protocolo de carga e descarga do sistema para determinação do $E_c(t)$).

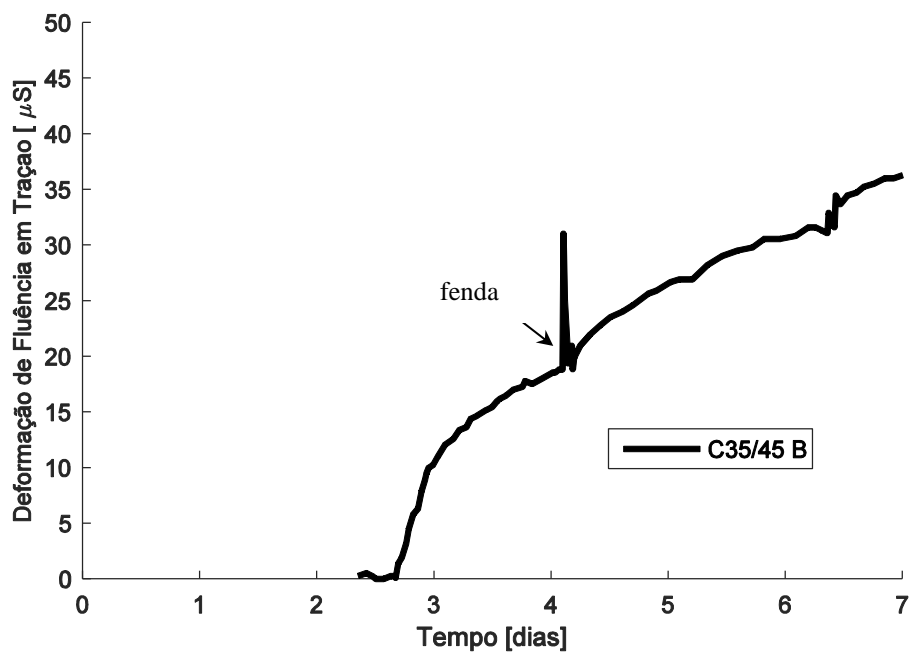


Figura 3.22 – Deformação de fluência em tração no betão do provete restringido: ensaio C35/45B.

4 COMPORTAMENTO TERMO-HIGRO-MECÂNICO DE PROVETES DE BETÃO: ANÁLISE EXPERIMENTAL E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

4.1 Introdução

O controlo da fendilhação com origem em forças externas aplicadas às estruturas de betão armado encontra-se atualmente relativamente bem estudado e documentado, e com recomendações práticas para a comunidade de projetistas [12, 64, 87-89]. No entanto, surgem lacunas quando as tensões são autoinduzidas, nomeadamente quando as deformações impostas no betão são originadas por variações térmicas e pela retração, e as condições geométricas e de suporte da estrutura provocam restrições parciais ou totais à livre deformação do material [90, 91].

No presente capítulo pretende-se contribuir para o aumento do conhecimento relativamente ao fenómeno da retração de secagem, utilizando o modelo termo-higro-mecânico (THM) de Azenha [2] descrito no Capítulo 2 para a simulação numérica de três provetes de betão, ensaiados no âmbito do projeto “SeLCo – Comportamento em serviço de estruturas de betão: uma abordagem multi-física das tensões auto-induzidas”, financiado pela FCT.

Existem diversos estudos na bibliografia que tratam da influência das deformações autoinduzidas no fenómeno da fendilhação do betão através de abordagens puramente experimentais [92-98]. Outros autores procuram explicar o comportamento do betão sob as deformações autoinduzidas através da utilização de modelos estritamente numéricos [39, 99-101], inclusive modelos multi-físicos com graus de complexidade elevados, que necessitam de diversos parâmetros de difícil determinação experimental. Não estando apoiados por campanhas experimentais exaustivas, as conclusões destes modelos multi-físicos estão dependentes da sensibilidade dos parâmetros não caracterizados, o que suscita dúvidas quanto à robustez desses modelos para simulação de peças reais de betão.

Com a metodologia que será adotada na presente tese é possível colmatar esta lacuna na bibliografia (existem poucos estudos que integram ambas as abordagens experimental e

numérica [34, 58, 102]), e assim apresentar um estudo onde se compararam as previsões do modelo THM com o comportamento do betão observado experimentalmente.

Nos subcapítulos seguintes apresentar-se-ão as técnicas experimentais de medição da humidade interna do betão e da retração em pastas de cimento, ensaios que se revelam importantes para uma adequada caracterização dos parâmetros numéricos a introduzir no modelo THM. Convém realçar que estes ensaios foram desenvolvidos pelo grupo de investigação do autor, na Universidade do Minho. Posteriormente, e recorrendo a uma técnica de homogeneização [65], será possível simular o processo de secagem no betão, e assim validar o modelo THM através da comparação dos resultados numéricos com as observações experimentais. É de referir que a campanha experimental desenvolvida no presente capítulo não foi desenvolvida pelo autor, uma vez que se realizou na Universidade do Minho, Já o tratamento dos resultados experimentais e a simulação numérica com o modelo THM foram desenvolvidos pelo autor da presente tese.

4.2 Programa experimental desenvolvido

O programa experimental realizado teve como objetivo principal obter os parâmetros materiais necessários para uma correta simulação numérica do comportamento higo-mecânico de provetes de betão através do modelo THM, e garantir uma monitorização adequada da retração de secagem de forma a ser possível validar os resultados numéricos [103]. O ensaio envolveu a monitorização de três provetes de betão, com dimensões geométricas distintas. Sendo a retração de secagem o fenómeno em relação ao qual se pretendem testar as capacidades do modelo THM, na campanha experimental garantiu-se que a secagem dos provetes ocorresse unicamente ao longo da direção longitudinal, para melhor configuração do modelo numérico. Na Figura 4.1 encontra-se esquematizada a estratégia de validação do modelo THM desenvolvido, que engloba os ensaios experimentais em provetes de betão, e também a caracterização das correspondentes pastas de cimento. De realçar que se adotou apenas uma mistura de betão para os três provetes, e que os ensaios em pasta de cimento utilizam exatamente a mesma mistura, com exceção da presença dos agregados.

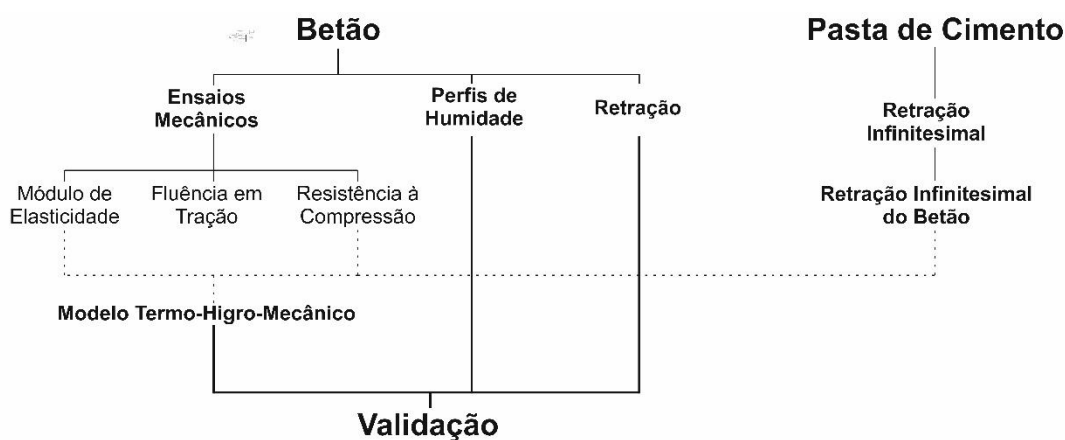


Figura 4.1 – Esquema global da estratégia experimental e de modelação adotada.

As seguintes dimensões foram adotadas para os três provetes de betão: $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$, $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$ e $20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$, de forma a ser possível validar o modelo THM para geometrias distintas. Algumas das superfícies dos provetes foram seladas com parafina, de forma a garantir um fluxo de humidade 1D ao longo do eixo longitudinal. Realizou-se a medição dos perfis de humidade e monitorizou-se a retração de secagem em duas séries (série H e série R), estudando em cada uma delas conjuntos de três provetes. A monitorização dos perfis de humidade nos três provetes com dimensões distintas permitiu obter a informação necessária para garantir a correta simulação da difusão da humidade nos provetes. Paralelamente, desenvolveu-se a caracterização mecânica da mistura de betão recorrendo a provetes cilíndricos, tendo-se obtido as seguintes propriedades: resistência média à compressão, valor médio do módulo de elasticidade e comportamento viscoelástico (ver Figura 4.1).

Um dos dados que assume especial importância nas simulações numéricas desenvolvidas com o modelo THM é a evolução da retração a tempo infinito que pode ocorrer no betão, associada a cada nível de humidade relativa H , assumindo-se que o betão é um material homogéneo e isotrópico [103]. No entanto, os ensaios experimentais necessários para determinar esta retração apresentam diversos problemas práticos, nomeadamente o facto de o processo de difusão no betão ser lento, e ser necessário o provete estar em equilíbrio higrométrico com o meio ambiente (isto é, com um perfil de humidade praticamente constante ao longo do eixo longitudinal do provete) para níveis distintos de H . Além destes aspetos, para este ensaio ser válido seria necessário garantir que a espessura dos provetes fosse superior, no mínimo, a três vezes a dimensão do agregado utilizado (20mm), ou seja, na prática cerca de 60mm. Uma vez que a campanha experimental desenvolvida teve a duração de 18 meses, seria impossível caracterizar adequadamente nesse período, e para vários patamares decrescentes de H , tanto a retração nos provetes como a correspondente perda de água em massa.

Tendo em conta estas limitações práticas, a relação entre a humidade interna e a retração no betão a tempo infinito necessária para a simulação numérica foi estimada com base em ensaios realizados em provetes de pasta de cimento, e não em provetes de betão. Recorreu-se à mesma pasta de cimento utilizada nos provetes de betão, o que possibilitou utilizar provetes finos ($\sim 3 \text{ mm}$ de espessura) e monitorizar a relação entre a retração a tempo infinito e a humidade relativa interna no provete – ver Figura 4.1. No entanto, uma vez que a medição é realizada em pasta de cimento, é necessário aplicar o modelo de homogeneização desenvolvido por Hansen [65] de forma a ter em conta o efeito dos agregados na mistura de betão.

Com base nos dados obtidos na campanha experimental, e recorrendo ao conhecimento obtido em ensaios anteriores (nomeadamente ao nível do calor de hidratação no betão, do calor específico, da condutividade térmica, do coeficiente de expansão térmico e das propriedades de fratura [2, 11, 39]) foi possível realizar a simulação dos provetes de betão através do modelo THM. Através da comparação da retração calculada no modelo numérico com a retração medida nos provetes foi possível validar o modelo THM. É importante referir que pelo facto de o programa de ensaios ter sido conduzido no interior de uma câmara climática, com controlo de temperatura ($T = 20^\circ\text{C}$), a influência das propriedades térmicas do betão é praticamente

residual. Destaca-se ainda o facto de a descofragem dos provetes ter ocorrido 7 dias após a betonagem, idade até à qual não ocorreu secagem do provete.

4.3 Materiais

Conforme já referido, a campanha experimental realizada recorreu a uma única mistura de betão, cujos componentes se encontram descritos no Quadro 4.1. Adotou-se uma mistura de betão tipicamente utilizada em Portugal, que cumpre as recomendações do Eurocódigo 2 [64] relativamente aos valores médios de resistência do betão da classe C30/37.

Quadro 4.1 – Composição da mistura de betão.

Constituintes	(kg/m ³)
Areia média (rio)	786
Areia fina	245
Brita 6/14	417
Brita 14/20	478
Cimento CEM I 42.5R	280
Cinzas volantes	40
Água	143
Adjuvante (Rheobuild 1000)	6

4.4 Perfis de humidade nos provetes de betão

A medição dos perfis de humidade realizada nos provetes de betão foi realizada com um sensor de humidade comercial (VAISALA HM44), seguindo os procedimentos experimentais propostos por Granja *et al.* [104]. O acesso ao interior dos provetes de betão foi garantido pelo posicionamento de 3 tubos, previamente à betonagem, para monitorizar cada provete em 3 profundidades distintas – ver Figura 4.2. Destaca-se que esta técnica de medição da humidade interna em provetes de betão foi alvo de sucessivos aperfeiçoamentos, e devidamente testada em ensaios anteriores realizados pela mesma equipa de investigação [105], o que permitiu obter medições com um grau elevado de fiabilidade e precisão.

Adotou-se a seguinte nomenclatura para os provetes ensaiados: H10 para o provete com secção transversal 10×10cm², H15 para o provete com secção transversal 15×15cm² e H20 para o provete de secção transversal 20×20cm².

Na Figura 4.2 é apresentado um esquema da cofragem em contraplacado (de 18mm de espessura) utilizada para o provete H10, com os 3 tubos referidos anteriormente devidamente posicionados. Cada tubo possui um diâmetro de 16mm, e foi elaborado de forma a garantir que a extremidade em contacto com o meio ambiente ficasse devidamente selada durante a medição

de H , e também durante o período entre medições. A extremidade do tubo embebida encontra-se protegida com tecido Gore-Tex®, de forma a garantir que o interior do tubo não ficasse obstruído por betão durante a betonagem. O tecido protetor utilizado é inclusivamente impermeável a água líquida, tendo a vantagem de ser permeável a água no estado gasoso. Esta técnica de proteção do tubo foi inicialmente proposta por Grasley *et al.* [58], testada também por Ekaputri *et al.* [106], e devidamente validada em Granja *et al.* [104].

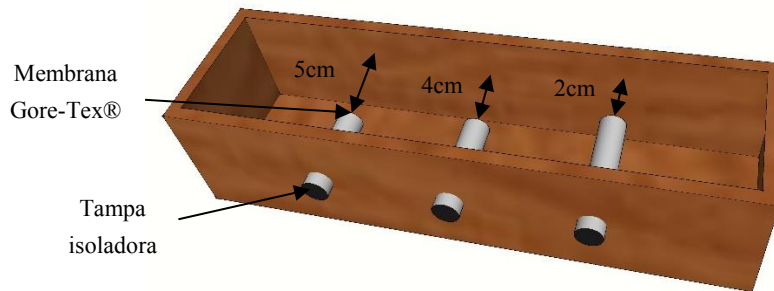


Figura 4.2 – Esquema das profundidades em que se realizou medição de H no provete H10 (10×10×40cm³).

Após a betonagem os provetes foram monitorizados no interior de uma câmara climática com $T = 20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ e $H = 60 \pm 1.5\%$. Houve o cuidado de garantir a correta selagem dos provetes aplicando uma película de plástico nas superfícies livres do betão até 7 dias após a betonagem. Após este período inicial procedeu-se à descofragem e aplicaram-se várias camadas de parafina em quatro superfícies de cada provete, a fim de impedir a secagem nestas faces, garantindo-se assim uma secagem unidirecional paralelamente ao eixo longitudinal. Realça-se o cuidado que houve em garantir que as superfícies que permitem a secagem do provete se encontrassem bem ajustadas à cofragem de contraplacado, por forma a proporcionar condições idênticas de maturação do betão junto à superfície. Assim, tornaram-se negligenciáveis possíveis fenómenos de escorrimento que poderiam ter ocorrido na superfície livre, e também se garantiu a secagem em duas superfícies praticamente idênticas.

Na Figura 4.2 é possível identificar as 3 profundidades de medição de H para o provete H10 (2cm, 4cm e 5cm), cuja escolha seguiu os seguintes princípios: (i) duas das profundidades (2cm e 4cm) são idênticas em todos os provetes; (ii) a terceira profundidade corresponde ao eixo de simetria do provete (5cm, 7.5cm e 10cm, respetivamente, nos provetes H10, H15 e H20) e (iii) a distância entre tubos é superior à profundidade a que cada um se encontra embebido, de forma a garantir que o fluxo de secagem na proximidade de cada tubo não é afetado pela presença de um adjacente [103].

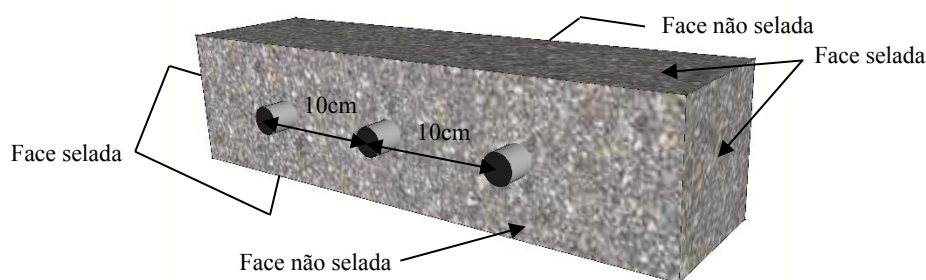


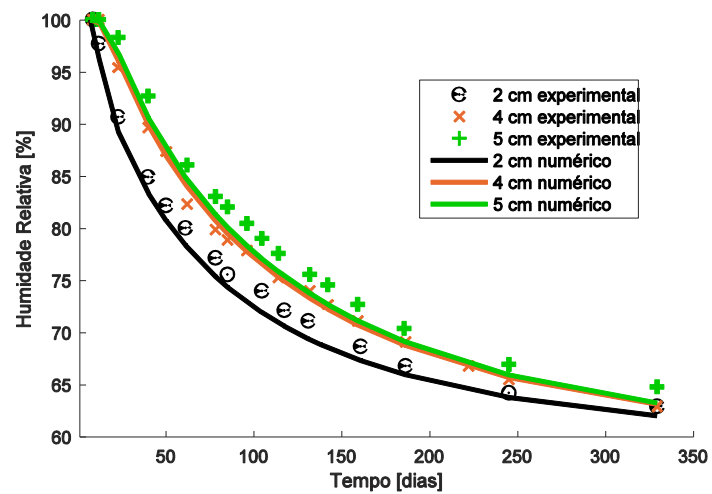
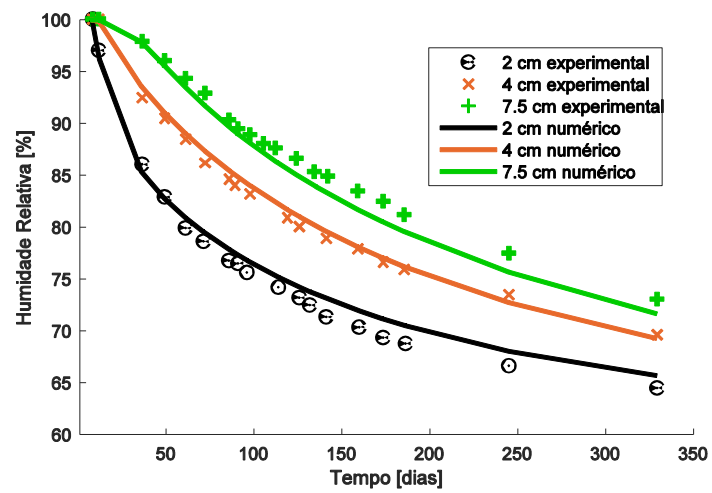
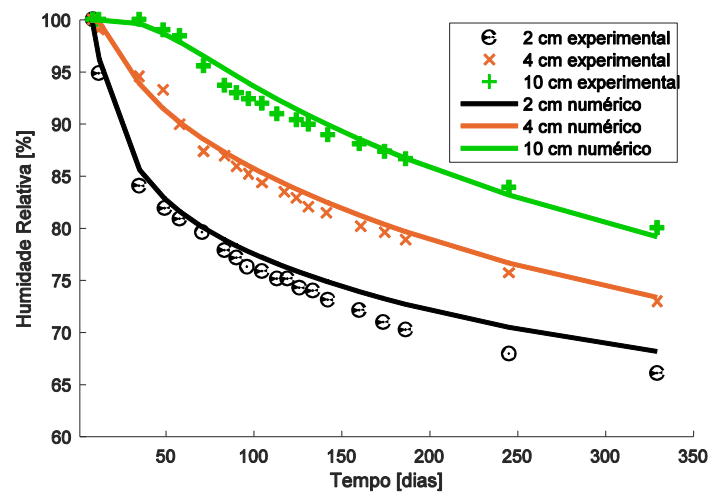
Figura 4.3 – Esquema das condições de secagem no provete H10.

Os instantes de medição de H nos provetes de betão foram definidos de acordo com as evoluções das humidades registadas ao longo dos ensaios, garantindo sempre um intervalo mínimo de duas semanas entre cada medição. Houve o cuidado de calibrar os sensores VAISALA HM44 através do correspondente kit HMK15, que recorre a soluções baseadas em sais. Assim é possível minimizar a tendência para ocorrerem desvios nas leituras de H quando os sensores se encontram sujeitos a ambientes com valores elevados da humidade relativa [104], situação que ocorre na fase inicial do ensaio.

Os provetes foram monitorizados ao longo de um período de 329 dias, estando os resultados obtidos representados na Figura 4.4 (H10), na Figura 4.5 (H15) e na Figura 4.6 (H20). É possível destacar a capacidade do sistema de medição para registar elevados valores de H (alguns sensores congéneres não conseguem efetuar medições da H para valores próximos de 100% [105]), uma vez que todas as profundidades nos três provetes iniciam o ensaio com valores de H entre 97% e 100%. Por este motivo, confirma-se que efetivamente o consumo de água que ocorre durante os primeiros 7 dias após a betonagem, em que os provetes se encontram selados, é realmente negligenciável [34].

A observação dos perfis de humidade na zona de simetria em cada provete de betão, correspondente à zona mais profunda e portanto a que apresenta valores de H superiores, permite concluir que para o provete H10 (ver Figura 4.4) o equilíbrio higrométrico com o meio ambiente, $H = 60\%$, é atingido sensivelmente 322 dias após o início do ensaio, apresentando o provete uma humidade de 65% para a profundidade de 5cm. Os provetes H15 e H20 apresentam para a mesma idade valores de H de 73% e 80%, respetivamente, igualmente no plano de simetria, o que comprova que a secagem nestes provetes ainda se encontra em desenvolvimento e que o processo é consideravelmente mais lento com o aumento da espessura do provete.

Relativamente às medições realizadas em profundidades comuns aos três provetes (2cm e 4cm), existe uma clara tendência para os provetes com maior secção apresentarem valores superiores de H , como seria expectável. Ainda que a distância à superfície de secagem seja a mesma, o processo de secagem é mais lento nos provetes com maiores secções, resultando em valores de H superiores. É possível verificar esta tendência num exemplo pontual: para a profundidade de 4cm, aos 245 dias de ensaio regista-se $H=75.8\%$ para o provete H20, $H=73.5\%$ para o H15 e $H=65.5\%$ para o H10.

Figura 4.4 – Evolução de H no interior do provete H10.Figura 4.5 – Evolução de H no interior do provete H15.Figura 4.6 – Evolução de H no interior do provete H20.

4.5 Monitorização da retração em provetes de betão

A medição da retração de secagem foi realizada em provetes de betão com dimensões idênticas às dos provetes para medição dos campos de humidade interna. Assim, adotou-se a seguinte nomenclatura para identificação dos provetes: R10 ($10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$), R15 ($15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$) e R20 ($20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$). Para a monitorização da retração utilizou-se um sensor de cordas vibrantes colocado longitudinalmente no eixo do provete. O comprimento de referência do sensor é de 14cm (Gage Technique TES/5.5/T) e o sistema de aquisição utilizado foi o DataTaker DT80G, com registos obtidos a cada 60 minutos [103]. As medições tiveram início 7 dias após a betonagem, ou seja, após se selar parcialmente o provete com parafina (mesmo esquema de selagem da Figura 4.2) e se dar início à secagem. Recorreu-se a uma cofragem em contraplacado idêntica à utilizada nos provetes da série *H*, e desenvolveu-se o ensaio exatamente com as mesmas condições de cura: ambiente condicionado pela câmara climática, com $T = 20^\circ\text{C}$ e $H = 60\%$.

Na Figura 4.7 é possível observar os resultados obtidos para os 3 provetes instrumentados. A retração no provete R10 evolui mais rapidamente, algo que seria espectável uma vez que é o provete com menores dimensões. Os provetes R15 e R20 apresentam evoluções que tendem aproximadamente para a mesma retração medida no provete R10, algo também espectável dado que a mistura de betão utilizada foi idêntica para todos os provetes ensaiados. No entanto, a semelhança de resultados experimentais nos provetes R15 e R20 não seria plausível, apontando para possíveis problemas experimentais no caso do provete R20. De facto, não seria de esperar que a retração de secagem associada a estes dois provetes, com secções transversais distintas, conduzisse a extensões de secagem semelhantes. Considera-se assim que as medições do provete R20 poderão estar afetadas por alguma avaria no sensor de cordas vibrantes, ou então simplesmente ter ocorrido um deficiente posicionamento do sensor.

Na Figura 4.8 encontra-se ainda representado o processo de extrapolação do valor da retração a tempo infinito para a presente mistura de betão. Através da representação dos valores da retração em relação ao inverso do tempo é possível estimar o valor assintótico da retração a tempo infinito, que pela análise da curva experimental dos 3 provetes de betão se definiu como aproximadamente $530 \mu\epsilon$.

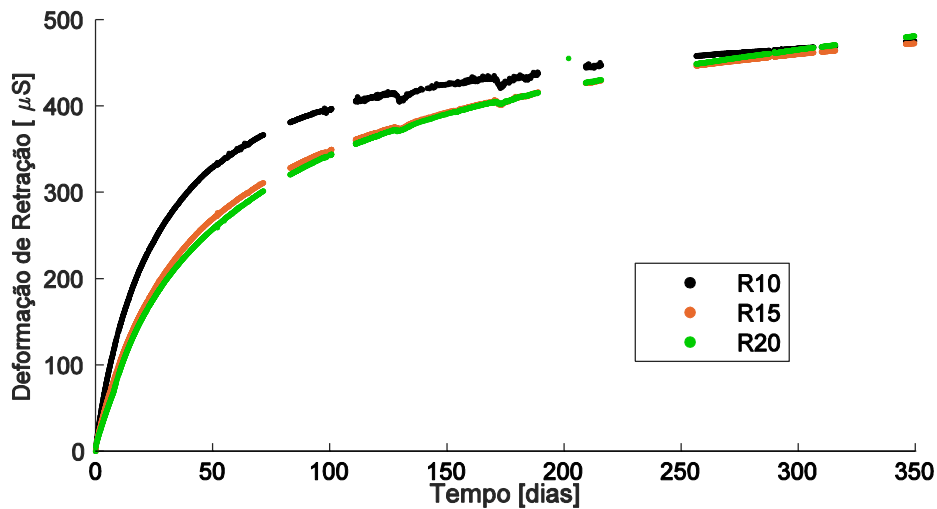


Figura 4.7 – Deformação de retração monitorizada em 3 provetes de betão.

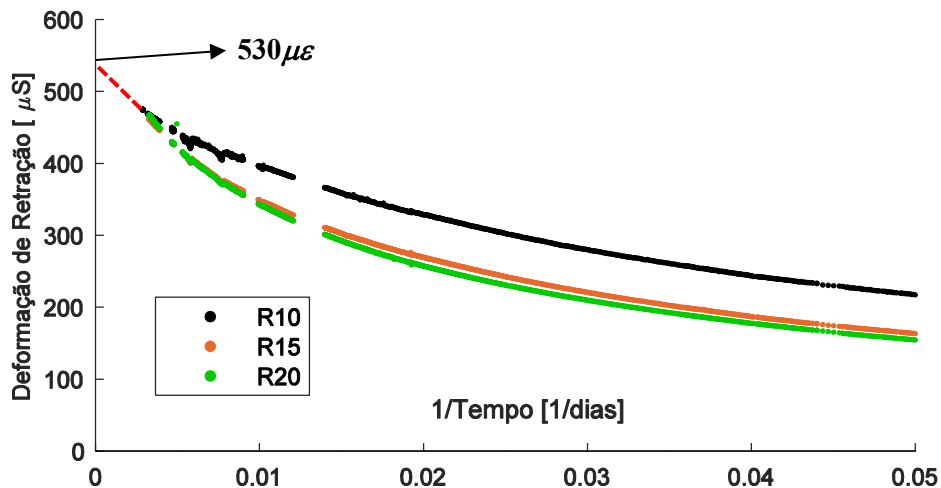


Figura 4.8 – Deformação de retração monitorizada em 3 provetes de betão em função do inverso do tempo.

4.6 Ensaios mecânicos em compressão: resistência, módulo de elasticidade e fluência

Na presente campanha experimental realizou-se também uma caracterização mecânica e viscoelástica do betão utilizado. Realizou-se o ensaio de resistência à compressão, recorrendo a cubos de betão ($15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$), segundo as recomendações do EN 12390-4 [107]. O valor obtido para a resistência média à compressão do betão aos 28 dias de idade foi de 48.4MPa, correspondente a um betão da classe C30/37. Procedeu-se também à determinação do módulo de elasticidade em cilindros de 15cm de diâmetro e 30cm de altura às idades de 7, 14 e 28 dias. Apenas se procedeu à descofragem dos provetes aos 7 dias de ensaio, tendo-se mantido durante todo o procedimento a temperatura e a humidade constantes ($T = 20^\circ\text{C}$ e $H = 60\%$). Nestes testes seguiram-se as recomendações da ISO 1920-10, tendo-se imposto alguma redundância

na monitorização dos ensaios, uma vez que se adotou um sensor de cordas vibrantes embebido em cada um dos provetes, e externamente estes foram instrumentados com recurso a LVDTs fixados em anéis metálicos envolventes. Os três provetes foram ensaiados para uma carga correspondente a ~30% da carga de rotura para a idade do ensaio, tendo sido reutilizados em testes para idades superiores. Os valores médios dos módulos de elasticidade obtidos foram de 27GPa, 30GPa e 32GPa, para as idades de 7, 14 e 28 dias, respetivamente.

O comportamento viscoelástico do betão foi também avaliado. Para uma correta simulação deste fenómeno no modelo THM, a fluência no betão deveria ser medida em regime de tração, tendo-se desenvolvido para esse fim o ensaio VRF descrito no capítulo anterior. Infelizmente, na data de caracterização dos provetes em estudo o dispositivo não se encontrava ainda desenvolvido, tendo-se medido a fluência em regime de compressão. No entanto, para os efeitos de validação do modelo THM a diferença de resultados é desprezável, uma vez que os provetes em estudo não se encontram restringidos, não ocorrendo portanto tensões significativas. Assim, recorreu-se a dois provetes cilíndricos para caracterização da fluência do betão, com geometria idêntica, tendo-se instrumentado um deles internamente com um sensor de cordas vibrantes. Adotou-se o mesmo procedimento de cura para ambos os provetes cilíndricos, e idêntico ao adotado no ensaio para determinação do módulo de elasticidade. O ensaio de fluência iniciou-se aos 28 dias de idade, tendo-se ensaiado ambos os provetes recorrendo a um sistema de restrição hidráulico. As medições foram efetuadas com recursos a sensores de cordas vibrantes embebidos, e também recorrendo a medições externas. O procedimento experimental seguiu as recomendações da ASTM C 512- 02 [108], tendo-se aplicado cerca de 33% da carga de rotura do betão aos 28 dias. Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados obtidos relativamente ao ensaio de fluência, em conjunto com a resposta elástica determinada aos 7, 14 e 28 dias de idade. É possível verificar a coerência dos resultados obtidos quando se procede à comparação da componente elástica da deformação de fluência com o inverso do módulo de elasticidade medido experimentalmente para a idade de 28 dias.

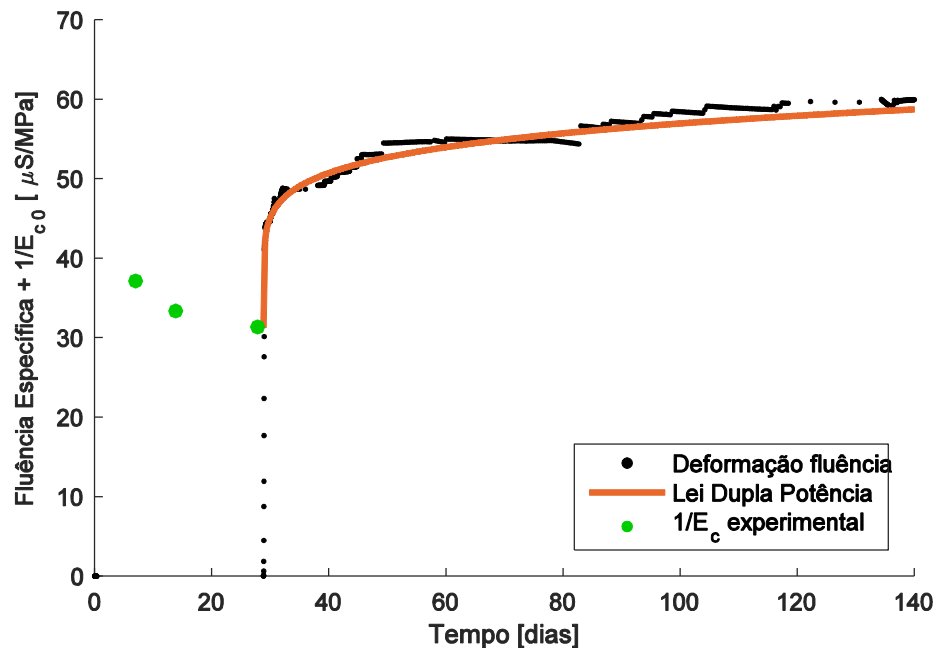


Figura 4.9 – Fluência específica obtida no ensaio com carregamento aos 28 dias e ajuste numérico da Lei da Dupla Potência: $t'=28.82$ dias; $\phi_1=0.85$; $m=0.20$; $n=0.15$.

4.7 Monitorização da retração em provetes de pastas

Conforme oportunamente referido, foram executados provetes de pastas de cimento recorrendo à mistura usada no betão mas sem inclusão dos agregados, com o objetivo de relacionar as medições de H na matriz cimentícia com a retração de secagem das pastas. Utilizaram-se provetes com apenas 2mm de espessura, de forma a atingir dois objetivos: (i) reduzir o tempo requerido para realizar os ensaios; (ii) minimizar os gradientes de H no interior dos provetes.

Relativamente aos ensaios realizados, as medições foram efetuadas com recurso a um microscópico, com uma resolução de aproximadamente $1\mu m$. Atendendo a esta precisão, conceberam-se provetes com 10cm de comprimento, de forma a garantir uma resolução da deformação medida de cerca de $10\mu\epsilon$. A precisão assim obtida é adequada, tendo em conta que a retração estimada para as pastas é superior a $1000\mu\epsilon$.

O princípio base do presente tipo de testes consiste em executar um provete em pasta de cimento, com dimensões $10cm \times 3cm \times 0.2cm$, num molde próprio que permite ancorar uma das extremidades – ver Figura 4.10. Assim, é possível monitorizar a retracção que ocorre ao longo dos 10cm de comprimento, direção segundo a qual não há restrições. A assemblagem do molde utilizado encontra-se esquematizada na Figura 4.10, onde é possível observar uma estrutura metálica (componente C) com 2mm de espessura e uma abertura de $10cm \times 3cm$, assegurando assim a geometria pretendida para o provete. Por baixo, é posicionada a componente B, com 1.0mm de espessura e produzida em teflon, que tem como objectivo minimizar a retracção à deformação longitudinal do provete e garantir que o processo de retracção da pasta de cimento não origina tensões de tração (ou eventuais fissuras). Também nas superfícies laterais da

componente C houve o cuidado de minimizar as restrições à deformação do provete, através da colocação de um plástico autoaderente, entre o metal e a pasta de cimento. Por último, introduziu-se a componente metálica A na base do provete, de forma a proporcionar rigidez ao molde durante o processo de betonagem.

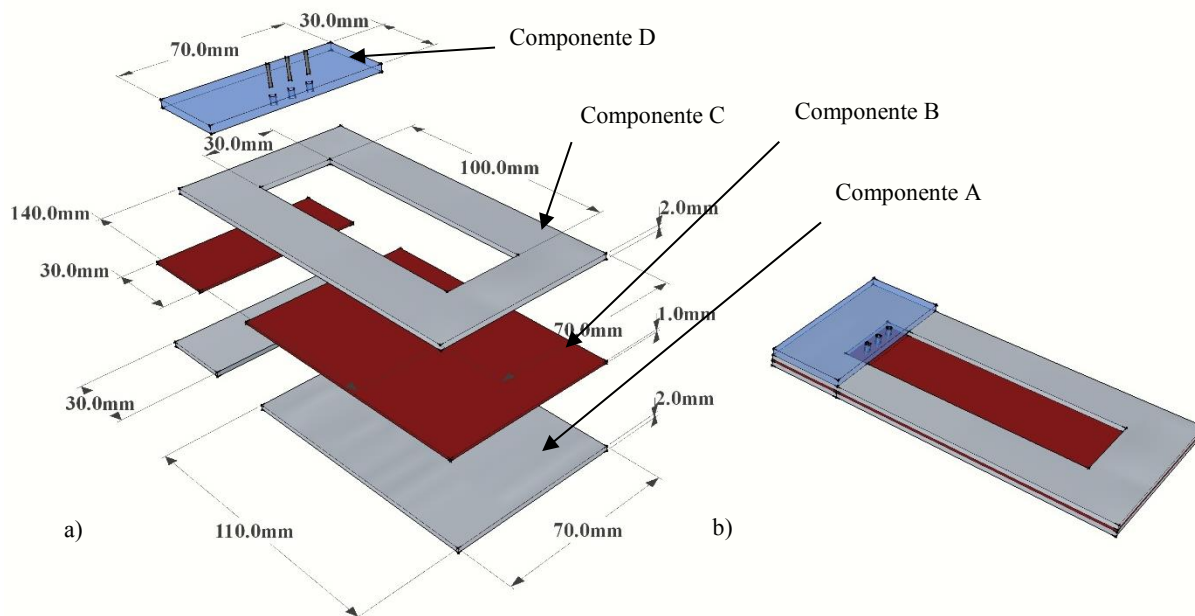


Figura 4.10 – a) Sistema de restrição de pastas de cimento; b) sistema assembledo.

A preparação da pasta de cimento e a execução de toda a campanha experimental decorreram na Universidade do Minho, no interior de uma câmara climática com temperatura e humidade constante ($T = 20^{\circ}\text{C}$ e $H = 60\%$), seguindo as fases do protocolo experimental esquematizado na Figura 4.11 Na fase (i), apenas se procede à montagem das componentes A, B e C, de forma a que a pasta de cimento possa ser colocada diretamente no molde. Posteriormente, na fase (ii), é possível aplicar a componente D de forma a garantir a ancoragem do provete numa extremidade, com recurso a 3 varões embebidos. Estes varões têm um diâmetro de 1mm e atravessam o provete ao longo da sua espessura, estando fixos na componente D. Finalmente, na fase (iii) é possível observar o esquema final do ensaio, onde se procedeu à colocação de dois marcadores, de forma a ser possível monitorizar a deformação por retração da pasta de cimento com recurso ao microscópio. Estes marcadores são colocados na componente C e no provete, e são constituídos por cartões SIM, normalmente utilizados em telemóveis. Os cartões SIM possuem linhas pretas com aproximadamente $180\mu\text{m}$ de espessura, o que revela ser um marcador com um grau elevado de precisão. Registando o movimento relativo entre a pasta de cimento e a componente C é assim possível monitorizar a retração. Destaca-se ainda o facto de durante a fase (ii) se ter aplicado uma película de plástico no provete, de forma a diminuir ao máximo a secagem da pasta durante o período inicial. Para se iniciar o ensaio esta película de plástico é removida cuidadosamente, o mesmo sucedendo com a película autoaderente colocada lateralmente na componente C, garantindo-se assim que o ensaio se desenvolve com o provete fixo numa extremidade, mas sem restrições adicionais.

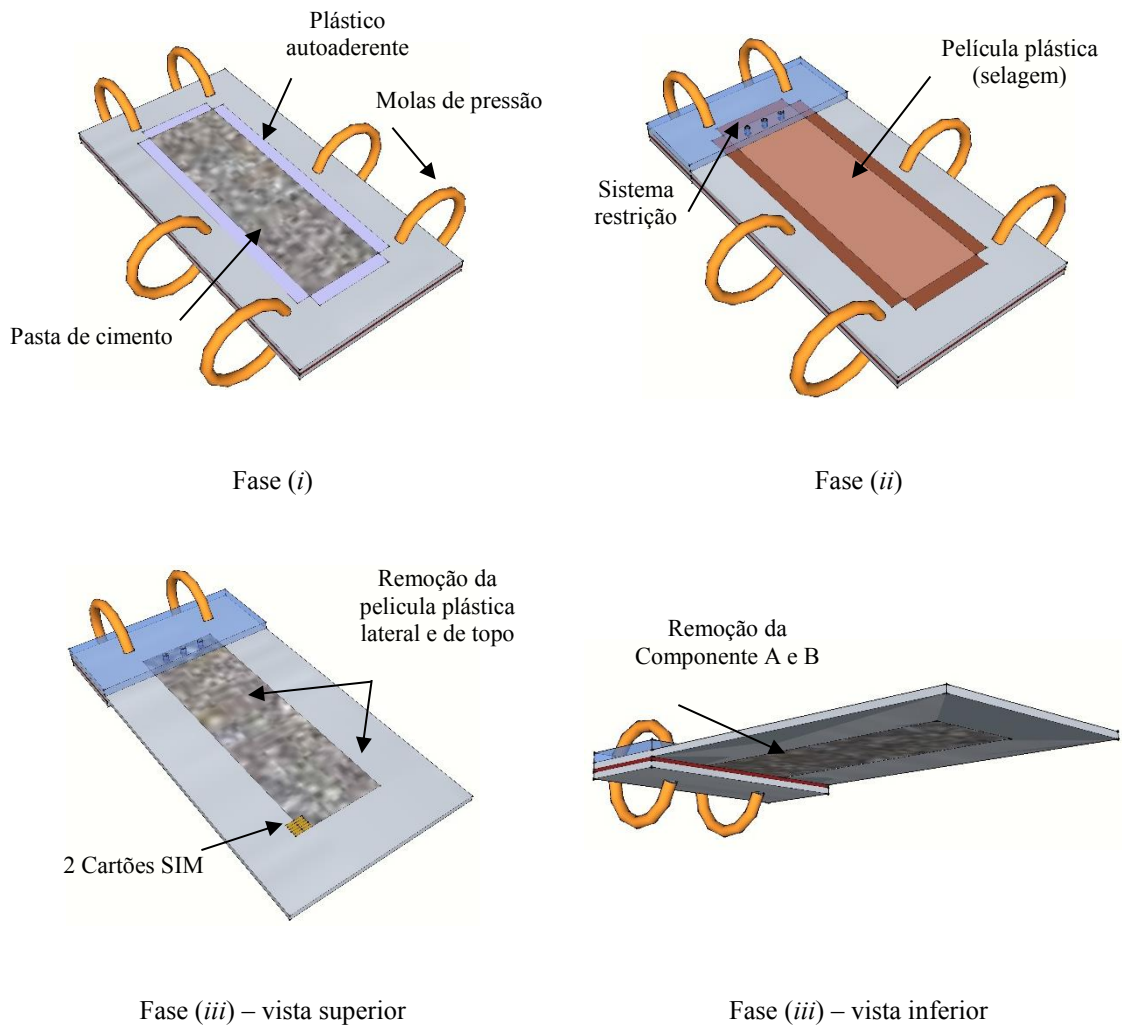


Figura 4.11 – Fases do procedimento experimental para medição da retração em pastas de cimento.

Destaca-se também o facto de as medições da perda de água e das deformações de retração nos provetes se terem iniciado logo no primeiro dia de ensaio. Entre as fases (ii) e (iii) decorreu um período de 7 dias, no qual a perda de água registada foi praticamente insignificante (inferior a 0.13g, conforme é possível verificar na Figura 4.12 para os provetes 1 e 2). Relativamente à retração, registou-se uma deformação inicial abrupta nos primeiros 2-3 dias, que tendeu a estabilizar para um valor médio de $140\mu\epsilon$ aos 7 dias de ensaio nos provetes 1 e 2 (algo espectável face às previsíveis deformações autogéneas – ver a Figura 4.13). O início da fase (iii) ocorreu aos 7 dias, tendo os provetes sido submetidos a humidades relativas ambientes progressivamente decrescentes, recorrendo a soluções com sais [104, 109] para garantir as seguintes humidades relativas: 97%, 85%, 75%, 60%, 54%, 33% e 11%. As medições da perda de água e da deformação por retracção no provete foram realizadas com regularidade, garantindo sempre que os provetes atingiam o equilíbrio termo-higrométrico com o ambiente. Definiu-se como critério para o referido equilíbrio que a diferença entre 3 medições sucessivas (com intervalo não inferior a 1 dia) não poderia exceder 1.0%, quer para as medições associadas

à perda de água, quer para as deformações por retração. Os resultados globais obtidos em ambos os provetes encontram-se representados na Figura 4.12 e na Figura 4.13.

É importante explicar o motivo pelo qual na Figura 4.13 se apresentam os resultados da retração em termos de uma ‘retração relativa’. Os testes desenvolvidos em ambos os provetes não permitiram obter valores absolutos de retração, devido a um problema ocorrido com a calibração da escala no sistema ótico, detetado posteriormente às medições, o que felizmente não afectou o conhecimento das deformações relativas. Por esse motivo, realizou-se um teste adicional em dois provetes de pasta de cimento, com dimensões $16 \times 16 \times 200 \text{ mm}^3$, tendo-se garantido que a correspondente secagem com livre deformação ocorresse também sob temperatura e humidade constantes ($T = 20^\circ\text{C}$ e $H = 60\%$). O valor médio da deformação de retração atingida foi de $2954 \mu\text{e}$, tendo sido utilizado este valor para servir de escala para os resultados reportados na Figura 4.13 (assinala-se a coerência do valor obtido, uma vez que o valor registado para uma pasta de cimento muito semelhante reportado por Parrot [110] foi praticamente idêntico). Na Figura 4.14 são apresentados os resultados associados à retração relativa em função da humidade relativa, para ambos os provetes ensaiados, bem como as evoluções reportadas por Gardner [111] e propostas no Eurocódigo 2 [64] (que tem por base a metodologia proposta por Bazant) que considera provetes de betão. Conforme é possível verificar, existe uma elevada correspondência entre os dados experimentais obtidos e a bibliografia associada, o que comprova a robusteza e precisão do protocolo experimental adoptado.

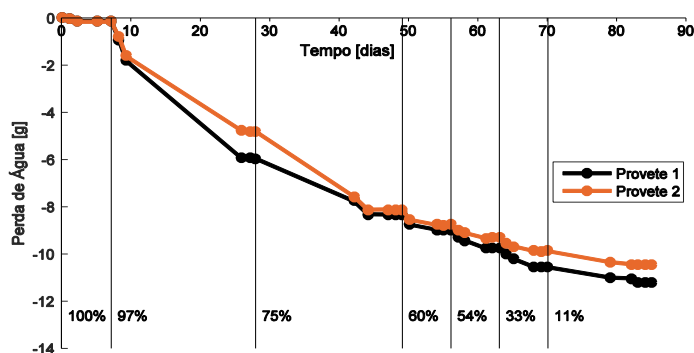


Figura 4.12 – Perda de água nos provetes 1 e 2.

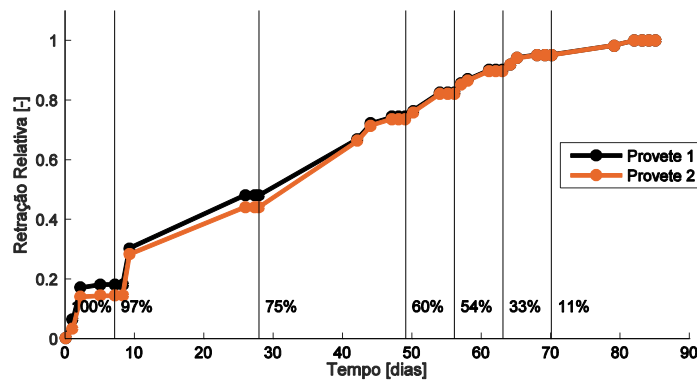


Figura 4.13 – Retração relativa nos provetes 1 e 2.

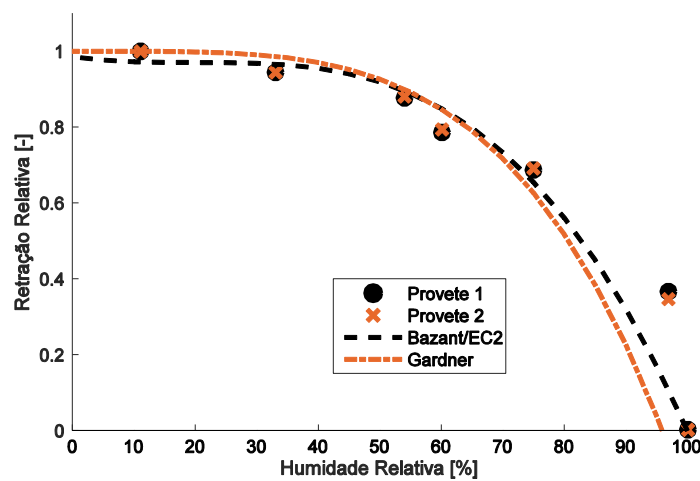


Figura 4.14 – Retração relativa em função da humidade relativa nos provetes 1 e 2. Comparação com resultados de Gardner [111] e do Eurocódigo 2 [64].

4.8 Modelação numérica

A campanha experimental que acaba de ser exposta permitiu caracterizar os parâmetros que controlam a evolução da humidade interna no betão, e que se revelam importantes para uma correta simulação numérica, com recurso ao modelo THM. A avaliação experimental realizada de forma paralela das deformações de retração permitem posteriormente uma validação do modelo THM pela comparação direta das deformações de retração medidas nos provetes da série R (R10, R15 e R20) com os resultados numéricos calculados. O modelo numérico permitiu ainda compreender melhor a evolução das tensões internas e superficiais nos provetes analisados, e compreender melhor o fenómeno da fendilhação superficial.

4.8.1 Modelo térmico

Os provetes de betão ensaiados, com secções transversais de pequenas dimensões, apresentam diminutas gerações de calor associadas à hidratação do cimento, não tendo sido por isso efetuada nenhuma caracterização específica relativa às correspondentes propriedades térmicas.

Assim, para estas propriedades foram adotados valores de referência com base em estimativas indexadas à composição do betão e à natureza dos agregados utilizados (de origem granítica), de acordo com as metodologias referidas em Azenha [2]. Os valores estimados para a condutividade térmica e calor específico do betão são, respetivamente: $k = 2.60 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ e $\rho c = 2400 \text{ JK}^{-1}\text{m}^{-3}$. Relativamente à geração interna de calor associada à hidratação do cimento, recorreu-se a dados reportados por Azenha [2], que caracterizou diversos cimentos comercializados em Portugal, nomeadamente o cimento utilizado no presente ensaio (identificado em Azenha [2] como fornecedor “A”). O cimento utilizado nos ensaios foi caracterizado com recurso a um calorímetro isotérmico. Os dados essenciais associados à simulação da geração interna de calor são os seguintes: temperatura exterior $T = 20^\circ\text{C}$; cimento CEM I 42.5R (dosagem: 280 kg/m^3); $E_a = 38.38 \text{ kJmol}^{-1}$; $R = 8.314 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$; $A_T = 2.645 \times 10^7$; função $f(\alpha_T)$ representada na Figura 4.15.

Para as fronteiras térmicas livres dos provetes foi adotado um coeficiente de convecção/radiação $h_{cr} = 10.0 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$, uma vez que o ensaio laboratorial se desenvolveu no interior de uma câmara climática. Relativamente ao período em que os provetes se encontravam no interior da cofragem (7 dias iniciais), utilizou-se um valor de $h_{cr,cofragem} = 5.0 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$.

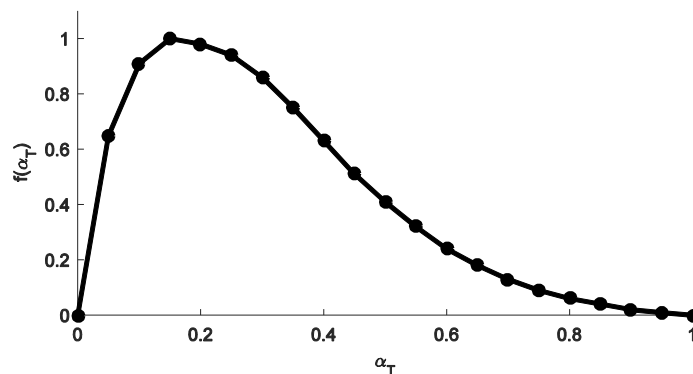


Figura 4.15 – Função $f(\alpha_T)$ utilizada para o cimento.

4.8.2 Modelo de humidade

Os parâmetros do modelo de humidade foram estimados através da análise dos resultados experimentais obtidos nos provetes de betão H10, H15 e H20. Ainda que haja algumas experiências descritas na bibliografia que permitem estimar a difusividade da humidade no betão, os resultados reportados não apresentam os níveis de precisão necessários para uma simulação através do modelo THM. Além disso, são ensaios relativamente demorados, motivo pelo qual não foram desenvolvidos no âmbito do presente trabalho. Por estes motivos, de forma a simular os fluxos de humidade interna nos provetes de betão implementou-se um modelo simples 1D com base nas Eqs. 2.47 e 2.48, estando as condições de fronteira definidas através da Eq. 2.49. Desta forma, foi possível estimar os parâmetros numéricos que melhor se ajustam aos valores da humidade relativa medida experimentalmente para os 3 provetes da série H, com geometrias distintas.

Para a difusividade da humidade os parâmetros de modelação inferidos foram: $n = 2$, $D_1 = 3.08 \times 10^{-10}$, $H_c = 0.8$ e $\alpha_H = 0.0967$. Para o coeficiente de transmissão nas fronteiras obteve-se o valor $h_m = 4.81 \times 10^{-8}$. É importante referir que a ordem de grandeza destes parâmetros está de acordo com os resultados numéricos reportados por Kim [34], bem como com os valores preconizados no MC2010 [53]. O desempenho do modelo higrométrico adotando estes parâmetros pode ser comprovado na Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6, onde se comparam previsões numéricas com medições experimentais de H . Conforme se pode verificar, este conjunto único de parâmetros para os 3 provetes monitorizados provou que o modelo numérico conseguir prever com elevada coerência e fiabilidade as medições de H realizadas a diferentes profundidades [103].

4.8.3 Modelo mecânico

O modelo mecânico adotado utilizou os parâmetros de modelação associados a um betão da classe de resistência C30/37, de acordo com o Eurocódigo 2 [64]. Esta classe foi estimada com base nos ensaios mecânicos realizados, nomeadamente o valor médio da resistência à compressão de 48.4MPa. Assim assumiu-se para o betão um valor da resistência à tração de 2.9MPa, e estimou-se a evolução do módulo de elasticidade de acordo com Eurocódigo 2 [64],

$$E = E_{cm} \left[e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \right]^{0.3}$$

considerando $E_{cm} = 32\text{GPa}$ e $s = 0.47$. Os parâmetros para a simulação da fluência foram definidos tendo por base os resultados experimentais obtidos no ensaio de fluência à compressão realizado aos 28 dias. Resultou assim o seguinte conjunto de parâmetros para aplicação da Lei da Dupla Potência (ver Eq. 2.67): $t' = 28.82$ dias, $\phi_1 = 0.85$, $m = 0.20$ e $n = 0.15$. Na Figura 4.9 é possível verificar a boa correspondência entre os resultados experimentais e a simulação da fluência estimada aos 28 dias pela Lei da Dupla Potência.

A fendilhação no betão é simulada através de um modelo multidirecional de fendas fixas, conforme explicado no Capítulo 2, que permite que as deformações de fluência, térmicas e de retração sejam impostas explicitamente [73]. De acordo com este modelo é permitida a formação de mais do que uma fenda com direção fixa em cada ponto de integração de um EF, desde que o ângulo entre duas fendas consecutivas não seja inferior a um determinado limite, que na presente simulação se fixou em 60° . A deformação total é decomposta em deformações dependentes e independentes da tensão no material, e também em deformações devidas à fendilhação. A fendilhação surge nos pontos de integração no instante em que no material se atinge a resistência à tração, sendo cada fenda ortogonal à correspondente tensão principal de tração. Após a formação de cada fenda, a capacidade de retenção de tensões de tração por parte do betão simples é modelada com base numa lei de ‘tension softening’. Na presente simulação adotou-se para o diagrama tensão-extensão do betão uma lei linear após fendilhação, definida através das Eqs. 2.68 e 2.69. Por último, as aberturas de fendas podem ser calculadas com base num pós-processamento dos resultados numéricos, realizando a integração das extensões de fendilhação obtidas ao longo da largura da banda de fendilhação considerada. Relativamente às

propriedades de fratura, e tendo em conta a classe de betão, adotaram-se os seguintes valores: $G_f = 140.5 \text{ Nm/m}^2$ e $\beta = 0.2$. Para o coeficiente de dilatação térmica, e tendo em conta a natureza granítica dos agregados, foi considerado o valor de referência $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

Um dos aspetos mais importantes no presente modelo mecânico é a relação definida entre a humidade interna do betão e a retração a tempo infinito livre associada a esse valor de H . Esta relação encontra-se representada na Figura 4.14 para pastas de cimento em termos de retração relativa. É também possível observar a viabilidade desta relação para, em provetes de betão, prever a evolução da retração em função de H , tomando como termo de comparação análises disponíveis na bibliografia [111]. Assim, é possível simular o diferencial de retração, $\Delta\varepsilon_{sh}$, em função da humidade interna, H , nos provetes de betão, através da utilização da Eq. 2.64 proposta por Kwak [63], $\Delta\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,c,ult}[0.97 - 1.895(H - 0.2)^3]$. Nesta equação é necessário introduzir a retração total no betão para um ambiente totalmente seco, $\varepsilon_{sh,c,ult}$. Este valor pode ser estimado com base na aplicação do modelo de homogeneização proposto por Hansen [65] – ver Eq. 2.65. Os parâmetros para aplicação desta equação às misturas de pasta e de betão utilizadas no presente capítulo são: $m=2.79$, estimando um valor de 39GPa para o módulo de elasticidade dos agregados [112] e assumindo 14GPa para o módulo de elasticidade da pasta de cimento (avaliada em Granja *et al.* [113]); $V_a = 0.74$, de acordo com os valores da massa específica absoluta dos agregados ($\rho_{brita\ 14/20} = 2640 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{brita\ 6/14} = 2630 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{areia\ média} = 2560 \text{ kg/m}^3$ e $\rho_{areia\ fina} = 2620 \text{ kg/m}^3$); e um valor de $2954 \mu\epsilon$ de retração absoluta para a pasta de cimento quando submetida a uma humidade relativa de 60% (resultado extraído do ensaio experimental mencionado anteriormente). Nesta fase é possível aplicar o modelo de homogeneização de Hansen [65] e obter um valor da retração absoluta de $530 \mu\epsilon$ para $H = 60\%$, que é coincidente com o valor médio final para o qual tenderam os provetes de retração (ver Figura 4.8). Esta coerência das estimativas numéricas relativamente aos valores obtidos experimentalmente ilustra a robustez e precisão do procedimento adotado.

4.8.4 Aplicação do modelo numérico aos provetes de betão

O modelo numérico foi desenvolvido assumindo uma simulação 3D, de forma a ser possível reproduzir os fluxos térmicos que ocorrem ao longo das três direções nos provetes de betão. Tirou-se partido da existência de 3 planos de simetria nos provetes em estudo, que se encontram esquematizados na Figura 4.16a para o caso do provete R10. Apresentam-se na Figura 4.16b as condições de apoio do modelo mecânico (proвете restringido ao longo dos planos de simetria) e na Figura 4.16c a malha de EF adotada, correspondente a um oitavo do provete. A malha do modelo THM é composta por 432 EF sólidos de 8 nós, envolvendo um total de 637 nós. A densidade da malha é maior junto das superfícies externas do provete, face ao expectável superior gradiente de fluxos térmicos e hídricos nestas regiões. Convém referir que a topologia da malha de EF adotada é idêntica para os 3 provetes em análise, o que implica a adoção de uma malha mais esparsa para o provete R20 quando comparada com o provete R10, uma vez que aquele tem dimensões superiores. De forma a garantir uma diminuta dependência dos resultados numéricos relativamente à malha adotada, procedeu-se à realização de análises de

sensibilidade variando a geometria desta última, tendo-se concluído que a malha implementada permite obter resultados com a precisão pretendida.

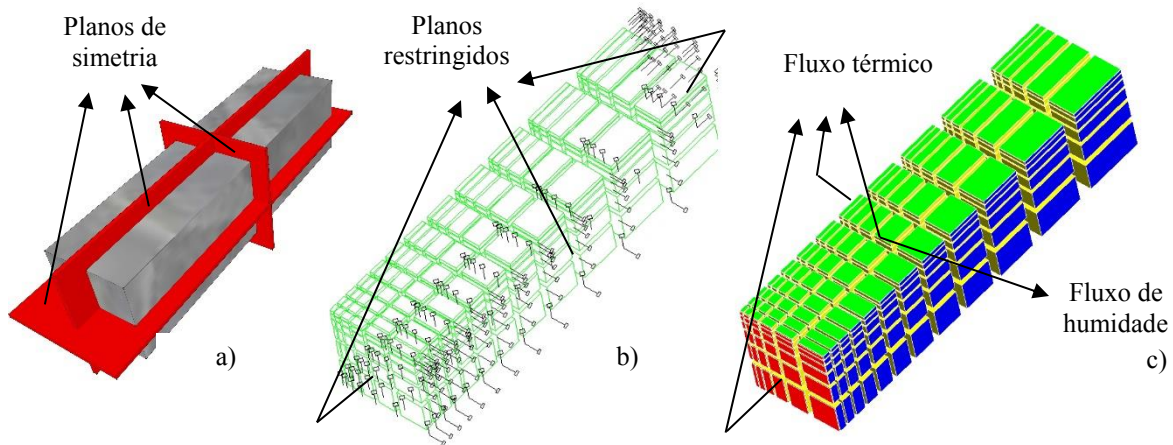


Figura 4.16 – Simulação numérica do provete R10: a) planos de simetria; b) apoios e malha de EF; c) fronteiras.

Relativamente às condições fronteira do modelo térmico é possível observar na Figura 4.16c que as superfícies a azul (planos de simetria) correspondem a superfícies onde não é permitido o fluxo de calor (condições adiabáticas). As superfícies a verde e vermelho, durante os primeiros 7 dias de ensaio, têm em conta o facto de estarem em contacto com a cofragem, sendo que após este período são consideradas como estando em contacto direto com o meio ambiente (o efeito da presença de parafina, utilizada para a selagem do provete, foi considerado desprezável nos fluxos térmicos).

Relativamente às condições fronteira do modelo de humidade, as superfícies a azul representam igualmente superfícies onde se impede qualquer troca de humidade com o exterior. Na superfície a verde ocorre contacto direto com ambiente envolvente (é por isso uma superfície através da qual é permitida a secagem do provete), enquanto que as duas superfícies a vermelho correspondem às faces seladas do provete, onde se consideraram nulos os fluxos de humidade (situação idêntica à considerada nos planos de simetria).

O modelo numérico recorreu a 180 EF planos de 4 nós para simulação das condições fronteira, em correspondência com a malha gerada com recurso aos EF 3D. Nas 3 simulações numéricas desenvolvidas adotou-se a seguinte estratégia relativamente à discretização temporal: 48 incrementos de 3600s, seguidos de 24 incrementos de 14400s, 52 de 43200s, 18 de 86400s, 75 de 172800s, 60 de 432000s, 40 de 864000s e finalmente 40 incrementos de 4320000s. Trata-se de uma análise numérica correspondente a um período temporal de 2900 dias. É de realçar que se realizaram também análises numéricas com incrementos de tempo mais refinados, tendo-se obtido resultados idênticos aos da discretização temporal descrita, que resulta assim validada.

A temperatura e a humidade na câmara climática foram consideradas constantes durante o período da análise, com valores de $T = 20^{\circ}\text{C}$ e $H = 60\%$. Assumiu-se um valor constante para h_{cr} e h_m durante o período inicial de 7 dias, em que os provetes se encontravam no interior da cofragem ($h_{cr,cofragem} = 5.0\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ e $h_m = 0\text{ms}^{-1}$). Após este período assumiram-se os

seguintes valores (reportados nas secções relativas aos modelos térmico e de humidade):
 $h_{cr} = 10.0 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ e $h_m = 4.81 \times 10^{-8} \text{ ms}^{-1}$.

4.9 Apresentação e discussão de resultados

O modelo THM será validado mediante a comparação da retração medida experimentalmente através dos sensores de cordas vibrantes (Figura 4.1) com os resultados numéricos obtidos, considerando a extensão na zona central do provete de betão equivalente à do sensor. Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 4.17, onde se destaca uma boa concordância entre as previsões numéricas e as medições experimentais para os provetes R10 e R15. No entanto, o provete R20 apresenta resultados numéricos díspares dos experimentais. Conforme mencionado anteriormente, o comportamento quase igual observado experimentalmente nos provetes R15 e R20, em termos das extensões de retração, não é plausível, e indicia a existência de algum problema experimental no provete R20, que não foi detetado. Os resultados numéricos (Figura 4.17) já reportam um comportamento mais plausível para o provete R20, havendo um diferencial nítido entre as extensões de retração de secagem nos provetes R15 e R20.

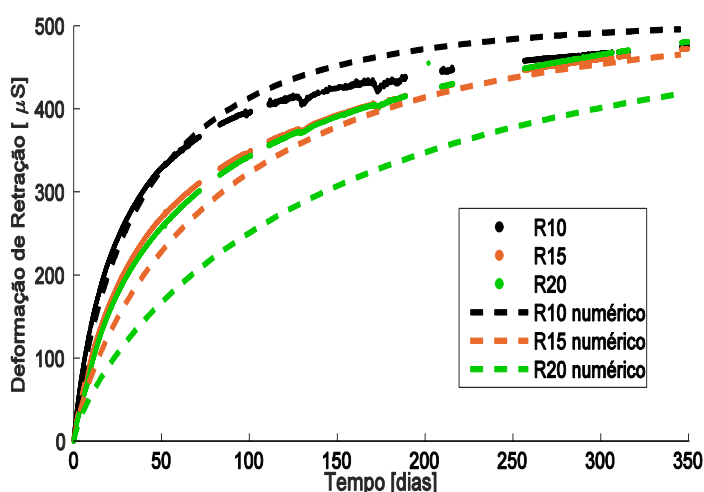


Figura 4.17 – Previsões numéricas vs. medições experimentais da evolução da retração de secagem.

Tendo em conta os provetes R10 e R15, é possível afirmar que o modelo THM, através de uma abordagem macroscópica, permite simular adequadamente o fenómeno da retração de secagem, com alguns parâmetros a serem definidos por ensaios em pastas de cimento, que podem ser desenvolvidos em tempo útil, e/ou previamente através de uma campanha de caracterização de pastas de cimento. Assim, é expectável uma boa precisão no modelo THM relativamente às tensões internas no betão, cuja evolução para o provete R10 pode ser visualizada na Figura 4.18. As evoluções das tensões numéricas nos três provetes são qualitativamente similares, e por esse motivo optou-se por representar apenas as tensões σ_y do provete R10 para quatro idades distintas: 7 dias, 15 dias, 152 dias e 2900 dias. A idade de 7 dias – Figura 4.18a – corresponde ao instante imediatamente anterior à remoção da cofragem, onde a superfície do betão se

encontra ligeiramente comprimida, e o núcleo do provete apresenta tensões de tração, resultado da expansão térmica originada pelo calor desenvolvido durante a hidratação do cimento. No entanto as tensões que se desenvolvem são praticamente negligenciáveis, quando comparadas com as induzidas pelo processo de secagem. Imediatamente após a superfície do betão ser exposta à secagem, aos 7,5 dias de idade, geram-se tensões de tração na superfície do betão que provocam a fendilhação deste. Estas fendas superficiais continuam a formar-se e apresentar aberturas sucessivamente superiores até aos 15 dias de idade – Figura 4.18b –, altura em que praticamente toda a superfície do betão apresenta tensões próximas da resistência à tração do material, isto é, 2.9MPa. É de destacar que nesta fase as tensões de tração se desenvolvem até uma profundidade de 1.9cm, e que o núcleo do betão apresenta tensões de compressão superiores a 1.5MPa. À medida que o processo de secagem evolui regista-se uma tendência para as tensões de tração migrarem da superfície para o núcleo do provete, originando inclusive tensões de compressão à superfície, e que as fendas superficiais inicialmente formadas acabem por fechar. A Figura 4.18c corresponde à idade de 152 dias em que todas as fendas à superfície se encontram fechadas. A tendência para as tensões de tração migrarem para o núcleo mantém-se até ao final da análise numérica desenvolvida, para a idade de 2900 dias (ver Figura 4.18d), instante para o qual se considera que o provete se encontra praticamente em equilíbrio higrométrico com o meio ambiente. Nesta fase a superfície encontra-se completamente comprimida (tensões inferiores a 1.5MPa) e o núcleo apresenta tensões de tração inferiores a 1.0MPa.

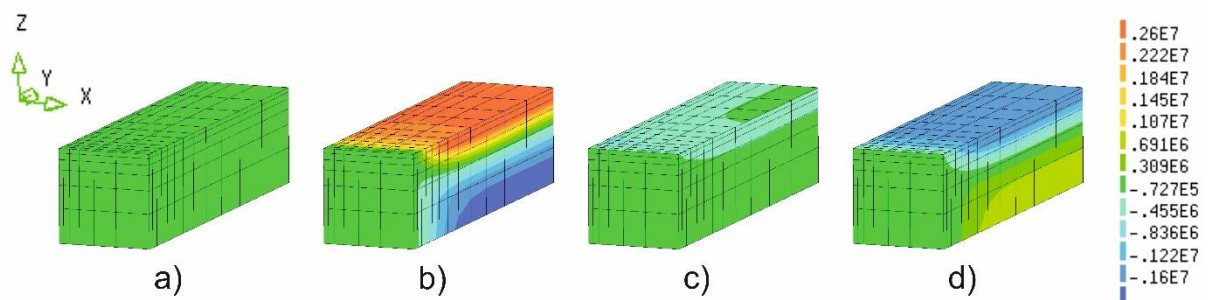


Figura 4.18 – Evolução das tensões numéricas σ_y no provete R10 (unidades: Pa): a) 7 dias; b) 15 dias; c) 152 dias; d) 2900 dias.

É interessante realçar que o estado de tensão apresentado na Figura 4.18d, correspondente ao equilíbrio higrométrico com o meio ambiente com $H = 60\%$, não corresponde a uma configuração de tensões próximas de 0MPa em todo o provete. A existência de tensões nesta fase deve-se ao facto de a secagem do núcleo ocorrer num período em que o módulo de elasticidade é superior ao do instante inicial em que ocorreu a secagem da superfície do provete. Este aumento da rigidez no provete, e a evolução do comportamento viscoelástico do betão, traduz-se em extensões distintas associadas à secagem da superfície e do núcleo, originando o aparecimento de tensões internas para a compatibilização das deformações. Note-se que o fenómeno da fluência nas primeiras idades em que ocorre a secagem da superfície do provete assume um papel mais relevante no relaxamento das tensões de tração.

Outro aspeto a realçar prende-se com a evolução dos perfis de tensões nos três provetes ao longo do processo de secagem, nomeadamente considerando os perfis que intersectam o centro geométrico dos provetes e são paralelos ao fluxo de secagem – ver da Figura 4.19 à Figura 4.24 – para as diferentes idades em análise.

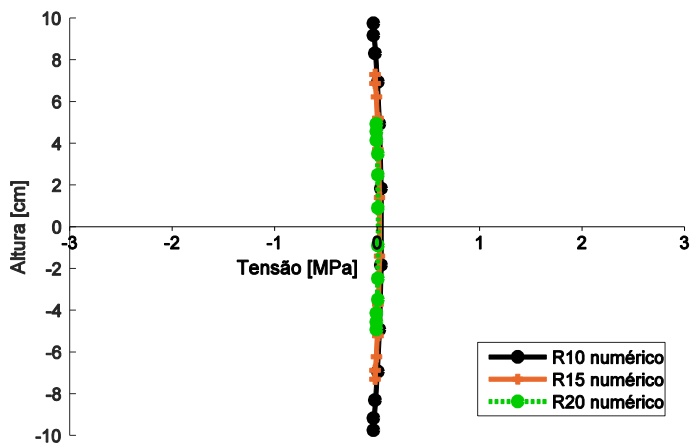


Figura 4.19 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 7 dias.

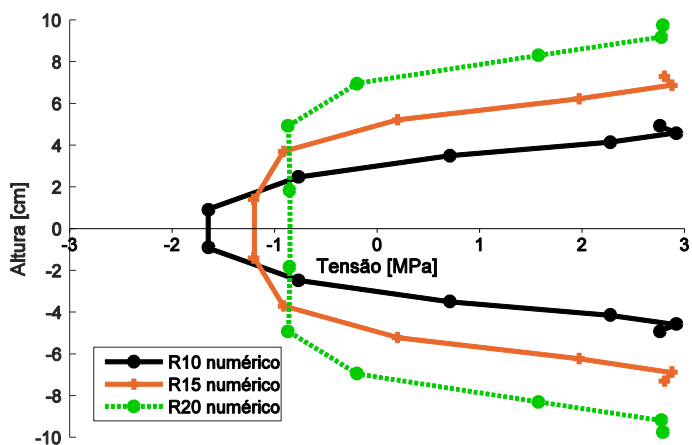


Figura 4.20 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 14 dias.

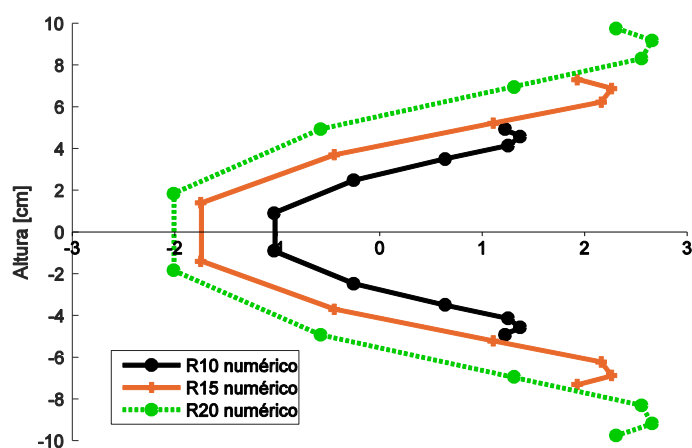


Figura 4.21 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 50 dias.

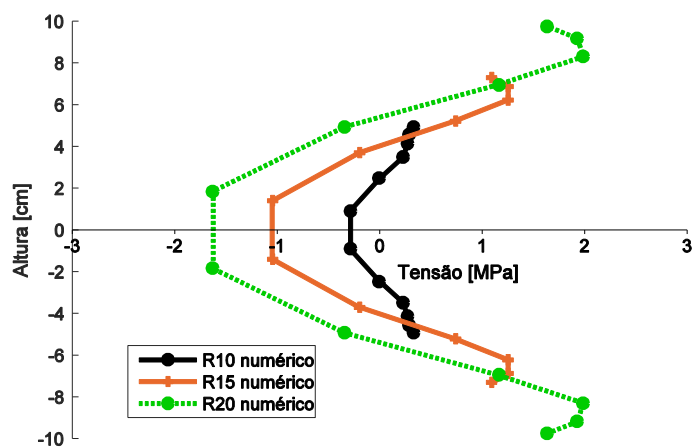


Figura 4.22 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 100 dias.

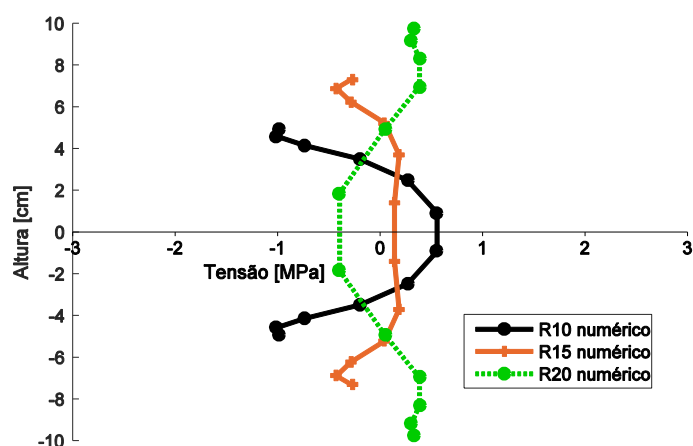


Figura 4.23 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 300 dias.

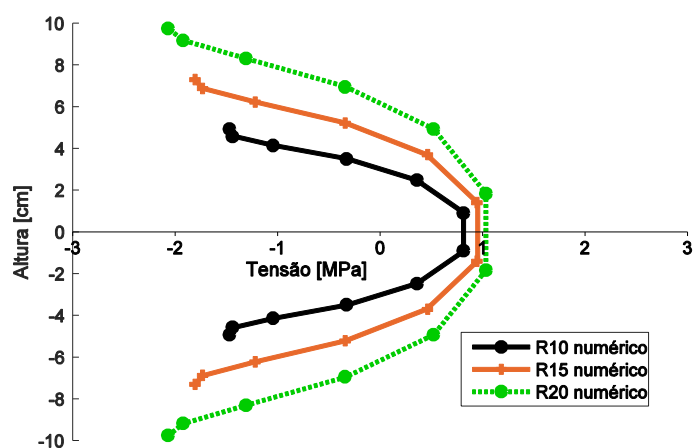


Figura 4.24 – Perfil de tensões nos provetes R10, R15 e R20: 2900 dias.

Na Figura 4.19 é possível destacar o facto de aos 7 dias as tensões residuais (inferiores a 0.04MPa) associadas ao processo de hidratação do cimento serem superiores no provete R20, que tem dimensões superiores (relembra-se que esta é a idade imediatamente anterior ao início da secagem dos provetes, por remoção da cofragem). Aos 14 dias de idade (ver Figura 4.20), após o processo de secagem ter provocado a fendilhação superficial dos 3 provetes [114], é possível observar que a profundidade que a fendilhação atinge é idêntica em todos os provetes, ainda que a tensão de compressão necessária para garantir o equilíbrio de tensões no provete R10 seja superior. Na Figura 4.21 é possível observar o perfil de tensões para os 50 dias de idade, onde se pode verificar que existe uma diminuição das tensões de tração à superfície devido à evolução do processo de secagem do betão. Este aspeto é mais acentuado no provete R10, cuja geometria é mais reduzida, e portanto o processo de secagem encontra-se num estado mais evoluído. Aos 100 dias de idade (ver Figura 4.22) é possível verificar que efetivamente o processo de secagem no provete R10 se encontra mais avançado, estando nesta fase quase a

inverter-se o sinal das tensões na superfície (inicialmente de tração) e no núcleo (inicialmente comprimido). A evolução das tensões nos provetes R15 e R20 também apresentam a mesma tendência, ainda que sejam necessários períodos mais longos para ocorrer a mudança de sinal nas tensões: este comportamento é claramente visível para os provetes R10 e R15 aos 300 dias de idade – ver Figura 4.23. Nesta fase o provete R20 ainda apresenta tensões de compressão no núcleo e de tração à superfície, pois realmente o processo de secagem é significativamente mais lento para espessuras superiores. Relativamente ao instante final da análise (Figura 4.24), correspondente à idade de 2900 dias (8 anos), todos os provetes podem ser praticamente considerados em equilíbrio higrométrico com o meio ambiente (pois apresentam uma humidade interna muito próxima de 60% em qualquer ponto). No entanto, apesar do equilíbrio higrométrico os provetes apresentam tensões residuais instaladas, devido ao processo de maturação do betão durante a análise, sendo as tensões de compressão à superfície inferiores a 2.0MPa, e as tensões de tração no núcleo inferiores a 1.0MPa.

5 REDUÇÃO DA INFLUÊNCIA DA DISCRETIZAÇÃO NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE BA SUJEITAS A DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

5.1 Introdução

As estruturas de betão armado (BA), de uma forma global, apresentam fendas nas zonas onde ocorrem tensões de tração. Na presente dissertação pretende-se estudar estruturas de BA com um grau de restrição elevado face às deformações impostas (retração de secagem, deformações térmicas, *etc.*), logo os esforços internos das estruturas são claramente afetados pela presença da fendilhação [115]. Nestes casos, no sentido de prever adequadamente os esforços gerados e conseguir controlar adequadamente as aberturas de fendas, é mais adequado adotar uma análise não-linear, recorrendo por exemplo a formulações com base no MEF.

Conforme explicado no Capítulo 2, o fenómeno da fendilhação pode ser simulado considerando fendas discretas no modelo numérico, ou adotando uma fendilhação distribuída numa banda ('smeared crack approach') [116-119]. No presente trabalho adotou-se a última abordagem, que permite estudar numericamente tanto estruturas realizadas em betão simples como estruturas de BA.

No betão simples as tensões de tração são transmitidas através de fendas que apresentam normalmente aberturas pouco significativas. Este processo é conhecido como 'tension softening', sendo que a dependência dos resultados numéricos obtidos, face ao refinamento da malha de EF adotada, é um problema já devidamente identificado e tratado na bibliografia associada [76, 120-122]. Conforme explicado no Capítulo 2, a influência das dimensões dos EF nos resultados pode ser atenuada caso se adotem leis de tensão-extensão para o betão simples que sejam definidas em função da energia de fratura do material, G_f , e tendo em conta a dimensão da banda pela qual a fendilhação se encontra distribuída (ou seja, a dimensão dos EF).

De forma análoga, o presente capítulo pretende contribuir para se conseguir reduzir a influência da malha de EF adotada nos resultados numéricos, quando se pretendem modelar estruturas de

BA. Nestas estruturas, quando se forma uma fenda os esforços de tração passam gradualmente para a armadura que a atravessa (ver Figura 5.1), ocorrendo simultaneamente uma redistribuição dos esforços de tração pelos EF de betão que rodeiam a zona fendilhada. O comprimento ao longo do qual ocorre transferência de tensões entre o betão e a armadura é denominado como comprimento de transferência, L_t , que pode ser definido como a distância entre a secção em que ocorre a fendilhação e a secção em que as extensões no betão e na armadura são iguais (ver Figura 5.1). A diferença da resposta estrutural existente entre um varão de aço simples e a peça em betão armado é normalmente conhecido como ‘tension stiffening’ [78, 123, 124].

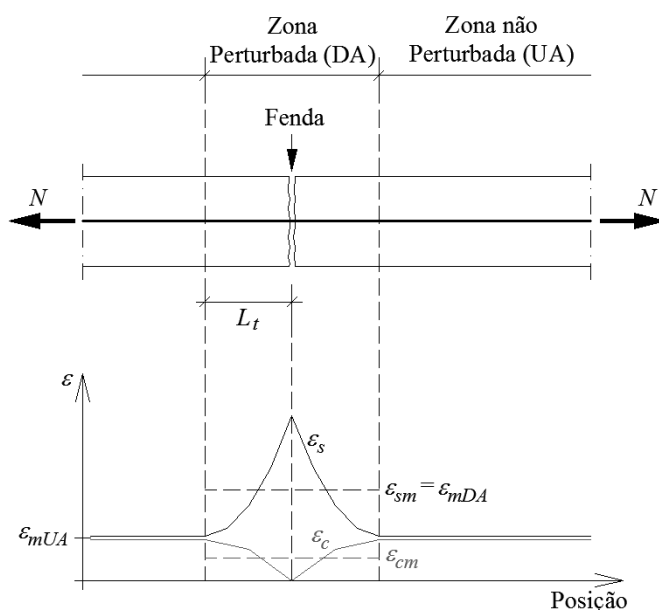


Figura 5.1 – Extensões no betão e no aço na secção da fenda num tirante de BA sujeito a deformações impostas.

O fenómeno de ‘tension stiffening’ pode ser simulado em análises em que se utilizam EF com tamanho reduzido (abordagem de escala reduzida), em que se atribui uma lei σ – ε de ‘tension softening’ aos elementos de betão [125-127], e as armaduras são explicitamente modeladas. Neste caso o comprimento de transferência, L_t , tem que ser discretizado em vários EF. Caso o tamanho dos EF seja superior (elementos de dimensões médias [128]) pode-se adotar uma estratégia de modelação do diagrama de ‘tension stiffening’ que engloba uma lei de aderência para os elementos de interface entre o betão e a armadura. Outra possibilidade corresponde à que será adotada no presente trabalho, por ser mais apropriada para análises de estruturas em escala macro, em que as dimensões dos EF são necessariamente superiores, podendo superar o comprimento de transferência. Este comprimento pode então ser interpretado como a distância ao longo da qual a média da extensão no aço é igual à média da extensão no betão, assumindo-se aderência perfeita entre os dois materiais. Por este motivo as leis constitutivas que modelam o betão e as armaduras têm que ser definidas de forma a relacionarem a tensão média em cada material e a referida extensão média.

Relativamente às abordagens em escala reduzida, Gribniak *et al.* [126, 127] apresenta um procedimento para se conseguir reduzir a dependência dos resultados numéricos face ao refinamento da malha de EF. No entanto, para a abordagem em larga escala não se encontraram na bibliografia da especialidade procedimentos que permitam garantir a independência dos resultados numéricos relativamente ao refinamento da malha de EF. De facto esta abordagem é normalmente aplicada à análise de estruturas em que não ocorre uma vincada localização de fendas, o que atenua drasticamente a dependência dos resultados numéricos face à malha de EF (é apenas necessário garantir, como é usual, que a discretização seja adequadamente refinada para reproduzir os gradientes dos esforços e deformações da estrutura). Esta inexistência de localização das fendas verifica-se nas estruturas em que se atinge a fase de fendilhação estabilizada, que se caracterizam por conterem um número considerável de fendas regularmente espaçadas. Nestes casos, a tensão média retida pelo betão em tração, como resultado da aderência entre o betão e a armadura, não depende do espaçamento entre fendas [129], e portanto as leis σ - ε de ‘tension stiffening’ podem ser definidas independentemente do refinamento da malha.

No entanto, em estruturas de BA em que ocorre localização das fendas não se deve ignorar a dependência dos resultados face ao refinamento da malha de EF. A localização de fendas ocorre quando a estrutura se encontra na fase de formação de fendas, e portanto é possível identificar zonas não fendilhadas entre as zonas perturbadas pela ocorrência de fendilhação (ver Figura 5.1). Neste contexto, as zonas perturbadas (DA – ‘Disturbed Areas’) são as regiões em que ocorre deslizamento entre o betão e as armaduras, resultando em extensões distintas nos dois materiais. As zonas não perturbadas (UA – ‘Undisturbed Areas’) são as regiões onde ocorre aderência perfeita entre o betão e a armadura, sendo portanto idênticas as extensões em ambos os materiais (numa mesma posição). A localização de fendas ocorre com frequência em estruturas de BA submetidas a deformações internas (retração do betão, térmicas, *etc.*) que se encontrem restringidas, como nos exemplos que se analisarão no presente capítulo. Nestas estruturas a retração impedida é uma das principais causas para que a fendilhação se inicie, sendo que a deformação final imposta pela retração não é normalmente suficiente para originar um estado de fendilhação estabilizado [130].

No presente trabalho pretende-se então contribuir para colmatar esta dependência dos resultados numéricos face à malha de EF adotada, através do recurso a duas metodologias distintas: (i) definindo a dimensão dos EF em função do comprimento de transferência estimado; ou (ii) recorrendo a modificações do diagrama de σ - ε que simula a lei de ‘tension stiffening’, de forma a poderem ser adotadas dimensões para os EF independentes de L_t .

5.2 Formulações adotadas para promover a objetividade das soluções

5.2.1 Considerações iniciais

Em todas as simulações do presente capítulo foi utilizado o programa de análise DIANA [131]. O betão é modelado em estado plano de tensão com recurso a EF de 4 nós, enquanto na armadura são utilizados elementos de barra embebidos. A extensão na armadura é igual à do elemento de betão na qual se encontra embebido (hipótese de aderência perfeita), correspondendo portanto a uma extensão média.

A abordagem adotada combina os fenómenos da fendilhação, os efeitos viscoelásticos e a retração do betão [75]. Em de Borst [122] é detalhado o funcionamento do modelo de fendilhação distribuída com decomposição das extensões, em que se permite a formação de múltiplas fendas fixas. Nesta abordagem a deformação total média nos elementos de betão, ε_m , é decomposta numa extensão de fendilhação, ε_{cr} , e numa extensão associada ao betão entre fendas (com componentes elástica, de fluência e de retração). As evoluções do módulo de elasticidade do betão e das deformações por fluência são contempladas num modelo de Kelvin [131], cujos parâmetros foram ajustados com base nas leis do MC 2010 [53]. A retração é também especificada com base nas leis propostas no MC 2010.

Nas simulações numéricas o efeito ‘tension stiffening’ é reproduzido através de um modelo constitutivo que descreve a tensão no betão na secção da fenda em função da extensão média. Esta característica do modelo permite combinar de forma eficiente os efeitos viscoelásticos com o fenómeno da fendilhação [122].

O comportamento do aço é simulado através de uma lei elasto-plástica, mas o fenómeno de endurecimento não é relevante uma vez que o foco do presente trabalho são análises em serviço, nas quais o aço permanece elástico. É importante referir que quando se introduz uma relação tensão-extensão medianizada para o betão, o modelo constitutivo para o aço também deve ser definido de forma medianizada [132]. Se a tensão no betão medianizada não é nula quando se atinge a tensão de cedência na fenda, então a tensão medianizada de cedência do aço nesse instante é inferior à tensão de cedência real do aço, f_{sy} . Por este motivo é necessário introduzir no modelo constitutivo do aço uma tensão de cedência fictícia, $f_{sy'}$, inferior a f_{sy} , cuja formulação matemática se apresenta no subcapítulo seguinte.

5.2.2 Alternativa 1: ajuste das dimensões dos EF

A primeira alternativa para promover a objetividade das soluções em análises de estruturas de BA sujeitas a deformações impostas, minorando a dependência dos resultados face ao refinamento da malha de EF, consiste em cumprir as seguintes condições:

- A largura da banda de fendilhação, h , é igual a $2L_t$.
- O diagrama de ‘tension stiffening’ atribuído aos EF de betão descreve a tensão média em função da extensão média neste material ao longo do comprimento $2L_t$.

Face à estratégia de modelação macro pretendida, garantindo o alinhamento dos EF com a direção prevista para as fendas será expectável que as extensões de fendilhação se concentrem numa fenda principal, localizada num único alinhamento de EF. Nestas condições a solução numérica aproximar-se-á da realidade se o comprimento dos EF coincidir com a largura da banda de fendilhação, h . Assim, a objetividade da solução numérica será promovida se no tirante representado na Figura 5.2, e em condições 2D, se utilizarem EF com comprimento $2L_t$ segundo o eixo da peça.

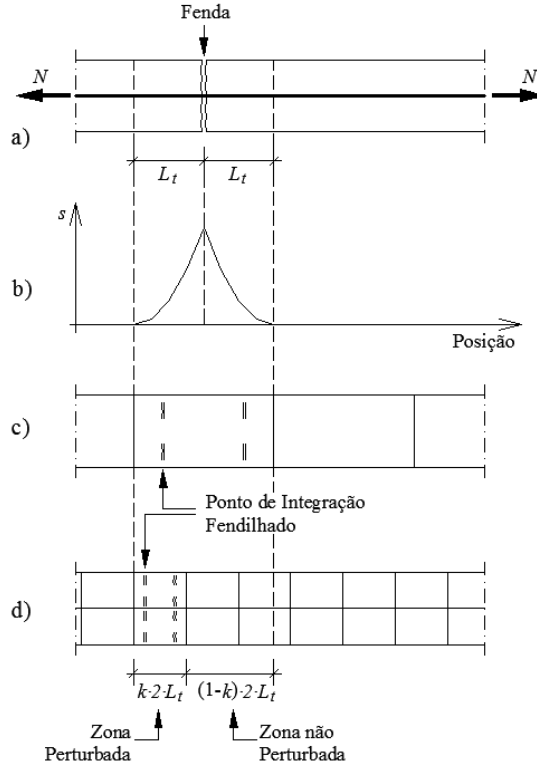


Figura 5.2 –a) Tirante de BA fendilhado; b) escorregamento na interface betão-armadura; c) malha de EF na Alternativa 1; d) malha de EF na Alternativa 2.

Convém referir que o comprimento de transferência não é conhecido quando a análise numérica é iniciada. Contudo, é possível estimar de forma bastante aproximada o espaçamento médio entre fendas, s_{rm} , tendo em conta o valor máximo possível para o comprimento de transferência aço-betão, $L_{t,max}$. O valor de s_{rm} pode ser estimado com base na expressão [133]

$$s_{rm} = \frac{4}{3} L_{t,max} \quad (5.1)$$

representando assim o espaçamento médio entre fendas quando a estrutura se aproxima da fase de fendilhação estabilizada. Porém, algumas estruturas não atingem a fase final de formação de fendas, podendo então definir-se o diagrama de ‘tension stiffening’ com base no espaçamento máximo entre fendas, $s_{r,max}$:

$$s_{r,max} = 2L_{t,max} \quad (5.2)$$

O comprimento de transferência máximo, $L_{t,max}$, pode ser calculado de acordo com [134, 135]:

$$L_{t,max} = \frac{A_c (f_{ctm} - \sigma_{ci})}{u \tau_{mb}} \quad (5.3)$$

em que A_c representa a área de betão, σ_{ci} representa a tensão no betão no instante inicial da análise (no caso de um tirante de BA livre de restrições externas σ_{ci} representa a tensão associada às deformações de retração restringidas pela armadura) e u representa o perímetro equivalente das armaduras. $L_{t,max}$ depende também da tensão de aderência média, τ_{mb} , valor normalmente determinado como uma fração da resistência média à tração do betão [53]:

$$\tau_{mb} = \gamma \cdot f_{ctm} \quad (5.4)$$

Estimativas realistas podem ser obtidas se se considerar $\gamma \approx 2.5$ [53, 130, 136].

A presente Alternativa 1 é bastante limitativa, uma vez que ao condicionar o tamanho dos EF a utilizar na análise impõe restrições que se podem revelar problemáticas, nomeadamente quando se tem também de: (i) garantir dimensões semelhantes em ambas as direções da malha (para evitar distorções indesejáveis dos EF), (ii) ajustar a malha à geometria da estrutura, (iii) refinar determinadas zonas da estrutura, *etc.*

Relativamente ao diagrama de ‘tension stiffening’, tal como explicado no Capítulo 2, existem várias propostas na bibliografia da especialidade [134, 137]. Na definição da lei de ‘tension stiffening’ está envolvido o parâmetro β (que permite definir a capacidade do betão em reter tensões de tração após fendilhar – ver Figura 5.3b – quando se adota diagramas tri-lineares), variável consoante a duração do carregamento, e que alguns autores assumem valores cada vez inferiores à medida que as deformações médias aumentam [12, 138, 139]. Outros autores, optam por assumir um valor constante de β , mesmo para aberturas de fendas significativas [53, 129, 140], sendo esta a abordagem adotada. No entanto, é necessário adaptar o valor de β consoante o tipo de análise que se pretende efetuar (carregamento cíclico, análises de curta duração ou análises de longa duração onde as deformações de fluência e retração assumem um papel). O valor de β também varia consoante a análise respeita à fase de formação de fendas ou à fase de fendilhação estabilizada [129]. É possível obter estimativas realistas da tensão média no betão caso se considere o valor de β igual a 0.6 ou 0.4, consoante se pretenda realizar a análise de uma estrutura que se encontra na fase de formação de fendas, ou na fase de fendilhação estabilizada, respetivamente [129].

A Figura 5.3 ilustra a lei de ‘tension stiffening’ adotada, que é um diagrama multilinear (aplicada para o exemplo do tirante de BA). Esta lei é apropriada para análises de curta duração, não englobando os efeitos da fluência e da retração, sendo que estes fenómenos serão introduzidos na formulação posteriormente. Assim o modelo do tirante de BA é composto pela armadura de aço e pela área efetiva de betão que envolve a armadura, que pode ser definida com base no Eurocódigo 2 [64]. A Figura 5.3a representa a variação da força axial num tirante submetido a deformações impostas crescentes, em função da deformação média total ε_m ao longo do comprimento de transferência $2L_t$ (região a sombreado na Figura 5.3a). O comportamento da lei de ‘tension stiffening’ após fissuração encontra-se esquematizado na Figura 5.3b, através de segmentos lineares que conectam os pontos 1 a 4, sendo as abcissas destes pontos notáveis definidos como segue:

$$\varepsilon_{m1} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{m2} = \frac{G_F(1-\beta)}{L_t f_{ctm}} + \frac{\beta f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{m3} = \frac{f_{sy}}{E_s} - \frac{\beta f_{ctm}}{E_s \rho} \quad (5.7)$$

$$\varepsilon_{m4} = \frac{f_{sy}}{E_s} \quad (5.8)$$

onde E_s representa o módulo de elasticidade da armadura e ρ é o rácio entre a área de aço e a área de betão efectiva.

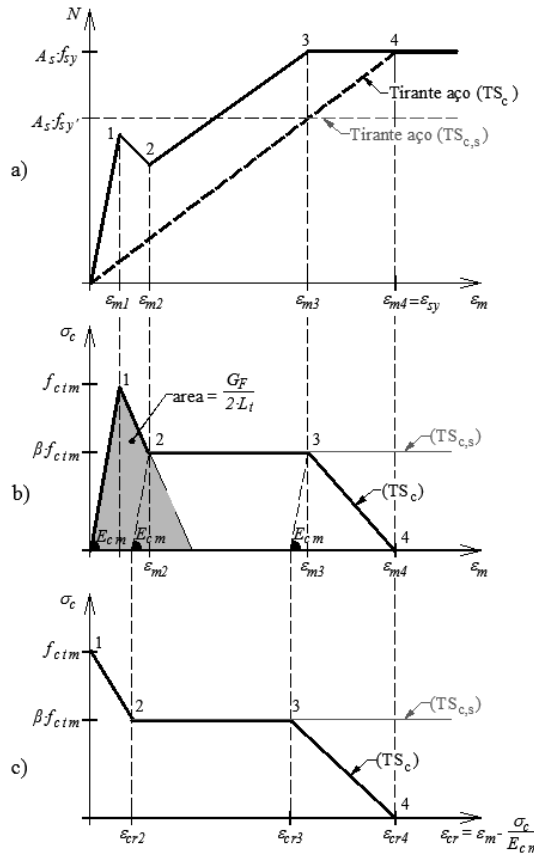


Figura 5.3 – Diagramas de ‘tension stiffening’ para análises de curta duração: a) força axial no tirante de BA vs. ε_m ; b) tensão média no betão vs. ε_m ; c) tensão média no betão vs. extensão de fendilhação.

O segmento linear que conecta os ponto 1 e 2 representa o comportamento do betão simples após fissuração, associado ao fenómeno de ‘tension softening’ (ver Capítulo 2), correspondente à libertação da energia de fratura, G_f , que ocorre na formação de uma fenda. Tal como explicado por Feenstra [141], a lei de ‘tension stiffening’ além de representar a tensão média no betão após fissuração, σ_c , que resulta da aderência entre a armadura e o betão, deve ser também capaz de reproduzir a influência da libertação da energia de fratura após a formação de cada fenda. Uma vez que se pretendem analisar estruturas em que a formação de fendas e a sua progressão são governados pelo ‘tension stiffening’, adotou-se uma lei linear simplificada para reproduzir

o efeito de ‘tension softening’. O segmento linear da lei de ‘tension stiffening’ que forma um patamar entre os pontos 2 e 3 na Figura 5.3 reflete o valor constante adotado para β , mesmo para valores superiores da abertura de fendas. O último troço da lei de ‘tension stiffening’, define que para extensões superiores à ε_{m3} , a tensão média associada à secção transversal do EF é idêntica à tensão de cedência da armadura f_{sy} . Na Figura 5.3 encontram-se representadas duas possibilidades de modelação deste último troço, designadas como TS_c e $TS_{c,s}$, sendo que a relação tensão-extensão definida para as armaduras é também distinta consoante a possibilidade adotada. Na opção $TS_{c,s}$ a tensão média no betão mantém-se constante após o ponto 3, adotando-se a seguinte tensão fictícia de cedência para o aço:

$$f_{sy'} = f_{sy} - \beta f_{ctm} \rho \quad (5.9)$$

garantindo assim que a real tensão de cedência do aço não é ultrapassada na secção transversal da fenda. A correspondente relação entre a tensão média no betão e a extensão na fenda, ε_{cr} , pode ser descrita da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_m - \sigma_c / E_{cm} \quad (5.10)$$

que se encontra igualmente apresentada na Figura 5.3c. Ambas as possibilidades, TS_c e $TS_{c,s}$, são equivalentes em termos de rigidez global da secção transversal, uma vez que fornecem o mesmo diagrama $N - \varepsilon_m$, conforme se pode verificar na Figura 5.3a.

No entanto, convém destacar que o diagrama $TS_{c,s}$ apresenta vantagens nas modelações para carregamentos de longa duração, onde se deve considerar os efeitos da fluência e da retração. Por este motivo, é o diagrama utilizado nas análises numéricas desenvolvidas no presente capítulo, ainda que o diagrama TS_c seja mais corrente na bibliografia.

Repare-se que nas análises de longa duração a extensão de fendilhação para a qual ocorre a cedência no aço depende do valor da extensão de retração. Dado que a retração é um fenómeno com evolução no tempo, a extensão de fendilhação após formação da fenda também depende do tempo. Assim, se o diagrama TS_c representado na Figura 5.3 fosse aplicado para simulações de longa duração, os pontos 3 e 4 da lei de ‘tension stiffening’ teriam de ser definidos em função da variável tempo. No entanto, adotando o diagrama $TS_{c,s}$ a lei de ‘tension stiffening’ é independente do tempo, o que se revela uma vantagem para o modelo numérico.

Finalmente importa referir que o valor de β utilizado em análises de longa duração é habitualmente inferior aos tipicamente utilizados em análises de curta duração [129]. Por este motivo, a tensão média de tração no betão após fendilhação é inferior para análises de longa duração, contemplando assim os efeitos da fluência e da retração no betão.

5.2.3 Alternativa 2: modificação do diagrama de ‘tension stiffening’

A alternativa anterior coloca limitações consideráveis relativamente à definição da malha, uma vez que é necessário garantir que a dimensão dos EF é igual ao dobro do comprimento de transferência. Por este motivo desenvolveu-se uma segunda alternativa, que permite promover a objetividade das soluções numéricas através da modificação do diagrama de ‘tension stiffening’, utilizando malhas de EF adequadamente refinadas.

Esta proposta inovadora pode ser mais facilmente explicada analisando o comportamento de um tirante de BA submetido a um esforço axial, conforme representado na Figura 5.2. A Figura 5.2d representa uma malha onde a dimensão dos EF é inferior ao valor de $2L_t$. Considerando que a fendilhação se localiza num alinhamento de EF (expectável em análises de macro escala), no qual a extensão axial é constante ou varia linearmente, no modelo numérico a banda de fendilhação terá então a dimensão desses EF. A banda de fendilhação pode assim ser vista como uma área perturbada (DA') cujo comprimento é inferior ao de DA na estrutura real (correspondente a $2L_t$). O comprimento de DA' pode ser definido como $k2L_t$ (sendo $0 < k \leq 1$). Note-se que, na prática, valores de k próximos de 0 nunca serão aplicados, de forma a garantir que a malha de EF não se torna demasiado refinada (as análises que recorrem ao método da fendilhação distribuída numa banda são do tipo macro).

A objetividade da modelação é garantida caso se consiga reproduzir adequadamente a diminuição da rigidez provocada pelo fenómeno da fendilhação (logo, as aberturas de fendas previstas em ambas as alternativas propostas têm que ser idênticas) e que as deformações sejam independentes da dimensão dos EF adotados. De forma a garantir estas condições, é necessário modificar o diagrama de 'tension stiffening' na zona DA' para que o alongamento u do tirante ao longo de $2L_t$ seja igual ao do registado no tirante de BA real no mesmo comprimento. Portanto, a soma do alongamento registado em DA' e do alongamento da área fictícia não perturbada (UA') – cujo comprimento é $(1 - k)2L_t$ – deve ser idêntico ao alongamento real na DA. Surge então a seguinte condição:

$$u = u_{DA'} + u_{UA'} \quad (5.11)$$

sendo $u_{DA'}$ o alongamento registado em DA' e $u_{UA'}$ o alongamento registado em UA'. Além disso, $u_{DA'}$ representa também o alongamento da banda fendilhada. Em EF de baixa ordem (em que a extensão ε_x é uma variável linear ou constante ao longo da direção longitudinal x), o valor do alongamento da banda fendilhada é dado por $\varepsilon_m h$ (onde ε_m representa a deformação média real ao longo do comprimento $2L_t$). Assim ter-se-á:

$$\varepsilon_m 2L_t = k 2L_t \varepsilon_{mDA'} + (1 - k) 2L_t \varepsilon_{mUA'} \quad (5.12)$$

em que $\varepsilon_{mDA'}$ representa a deformação média na DA' e $\varepsilon_{mUA'}$ a deformação média na UA'.

É importante realçar que as tensões e extensões associadas à zona DA' são valores fictícios. No entanto, a soma das forças resultantes da secção do betão e do aço (ou seja, a tensão fictícia multiplicada pela respetiva área da secção transversal) é idêntica à força axial real, N . O valor de N pode assim ser determinado desta forma, sendo que o valor de u é um dos resultados finais da análise. Assim, as forças axiais na zona perturbada, $N_{DA'}$, e na zona não perturbada, $N_{UA'}$, são iguais à força axial real N transmitida aos apoios, ou seja:

$$N = N_{DA'} = N_{UA'} \quad (5.13)$$

e se as forças axiais forem expressas em função da tensão no betão e no aço, então a Eq. 5.13 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$E_s \varepsilon_m A_s + \sigma_c A_c = E_s \varepsilon_{mDA'} A_s + \sigma_{cDA'} A_c = E_{cm} \varepsilon_{mUA'} (A_c + \alpha A_s) \quad (5.14)$$

onde σ_c representa a tensão média no betão obtida através de um diagrama multilinear de ‘tension stiffening’ que é função da extensão média ε_m ao longo do comprimento $2L_t$ (diagrama representado na Figura 5.3b – sendo que a dedução é também válida para qualquer outro diagrama adotado). $\sigma_{cDA'}$ representa a tensão no betão em DA’, obtido através do diagrama modificado de ‘tension stiffening’, que é função da $\varepsilon_{mDA'}$. Reorganizando a Eq. 5.14 tem-se:

$$\varepsilon_{mUA'} = \frac{E_s \varepsilon_m A_s + \sigma_c A_c}{E_{cm} (A_c + \alpha A_s)} \quad (5.15)$$

sendo $\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$. Assim, $\varepsilon_{mDA'}$ resulta da Eq. 5.14, na qual se substitui $\varepsilon_{mUA'}$ de acordo com a Eq. 5.15:

$$\varepsilon_{mDA'} = \frac{\varepsilon_m}{k} - \frac{1-k}{k} \frac{E_s \varepsilon_m A_s + \sigma_c A_c}{E_{cm} (A_c + \alpha A_s)} \quad (5.16)$$

Repare-se que a tensão $\sigma_{cDA'}$ pode ser obtida trabalhando a Eq. 5.14:

$$\sigma_{cDA'} = \sigma_c + E_s \rho (\varepsilon_m - \varepsilon_{mDA'}) \quad (5.17)$$

Desta forma, se o diagrama de ‘tension stiffening’ considerado inicialmente for multilinear, definido por pontos de coordenadas $(\varepsilon_m, \sigma_c)$, então as Eqs 5.16 e 5.17 podem ser utilizadas para calcular as coordenadas $(\varepsilon_{mDA'}, \sigma_{cDA'})$ dos pontos correspondentes no diagrama modificado de ‘tension stiffening’. Por análise das Eqs 5.16 e 5.17 é possível concluir que se o diagrama original de ‘tension stiffening’ é uma sequência de equações lineares, então o diagrama modificado também o será.

Dado que a extensão média em DA’ é fictícia, o valor da extensão de cedência da armadura tem igualmente que ser modificada para um valor fictício $\varepsilon_{sy'}$. Este deve ser idêntico à abcissa $\varepsilon_{mDA'}$ no diagrama modificado de ‘tension stiffening’, no ponto que corresponde à extensão de cedência do diagrama original. No diagrama representado na Figura 5.3 a extensão de cedência original é idêntica a ε_{m3} na abordagem $TS_{c,s}$, adotada no presente trabalho e apropriada para análises de longa duração. Note-se que os efeitos associados ao fenómeno da fluência e retração serão introduzidos posteriormente na formulação, de forma a simplificar o processo de objetivação do diagrama ‘tension stiffening’.

Relativamente à abertura de fendas, o diagrama modificado de ‘tension stiffening’ também proporciona resultados numéricos independentes do refinamento da malha de EF. Repare-se que quando a análise numérica é desenvolvida de acordo com a Alternativa 1, a abertura de fenda w é dada pela diferença entre o alongamento da armadura e do betão:

$$w = 2 L_t \left(\varepsilon_m - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \right) \quad (5.18)$$

De forma análoga, na Alternativa 2 a abertura de fenda na zona DA’ é dada por:

$$w = k 2 L_t \left(\varepsilon_{mDA'} - \frac{\sigma_{cDA'}}{E_{cm}} \right) \quad (5.19)$$

Substituindo nesta expressão $\varepsilon_{mDA'}$ e $\sigma_{cDA'}$ de acordo com as Eqs 5.16 e 5.17, e reorganizando a Eq. 5.19, é possível verificar que esta é equivalente à Eq. 5.18, tal como tinha sido indicado anteriormente. Assim, as Eqs 5.16 e 5.17 podem ser utilizadas para calcular o diagrama

modificado de ‘tension stiffening’, cuja formulação é consistente com qualquer diagrama original que se adote. No diagrama de ‘tension stiffening’ identificado por $TS_{c,s}$ na Figura 5.3, o primeiro troço descendente é definido em função do valor da energia de fratura, G_f . No diagrama modificado o troço correspondente é definido por:

$$\sigma_{cDA'} = f_{ctm} - \frac{f_{ctm}^2 k L_t}{G_f} \varepsilon_{cr} \quad (5.20)$$

O segundo troço do diagrama original é caracterizado por apresentar uma tensão média constante para o betão $\sigma_c = \beta f_{ctm}$. A equação que define o correspondente troço no diagrama modificado resulta da resolução da Eq. 5.16 em ordem a ε_m , e substituindo posteriormente na Eq. 5.17, ou seja:

$$\sigma_{cDA'} = \beta f_{ctm} + \frac{E_s \rho (k-1)}{1+\alpha \rho} \varepsilon_{cr} \quad (5.21)$$

sendo que:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{mDA'} - \sigma_{cDA'}/E_{cm} \quad (5.22)$$

A abcissa da intersecção do primeiro troço com o segundo troço pode ser expressa da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cr2} = \frac{f_{ctm} (1-\beta)}{\frac{E_s \rho (k-1)}{1+\alpha \rho} + \frac{f_{ctm}^2 k L_t}{G_f}} \quad (5.23)$$

sendo que Eq. 5.21 é válida apenas antes de se atingir a tensão de cedência da armadura na secção da fenda. A extensão de fendilhação no instante da cedência da armadura pode ser calculada com base na equação:

$$\varepsilon_{cry'} = \frac{1}{k} \left(\frac{f_{sy} \rho - \beta f_{ctm}}{E_s \rho} - \frac{\beta f_{ctm}}{E_{cm}} \right) \quad (5.24)$$

Após o aço atingir a cedência na secção da fenda, as tensões no betão e na armadura permanecem constantes em DA', para que o patamar de tensão presente na Figura 5.3a possa ser reproduzido. O diagrama modificado de ‘tension stiffening’, para análises de curta duração, está esquematizado na Figura 5.4.

O modelo constitutivo para o aço está representado na Figura 5.5. A extensão fictícia de cedência é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{sy'} = \varepsilon_{cry'} + \sigma_{cDAy'}/E_{cm} \quad (5.25)$$

onde $\varepsilon_{cry'}$ está especificada na Eq. 5.24 e o significado da $\sigma_{cDAy'}$ é indicado na Figura 5.4.

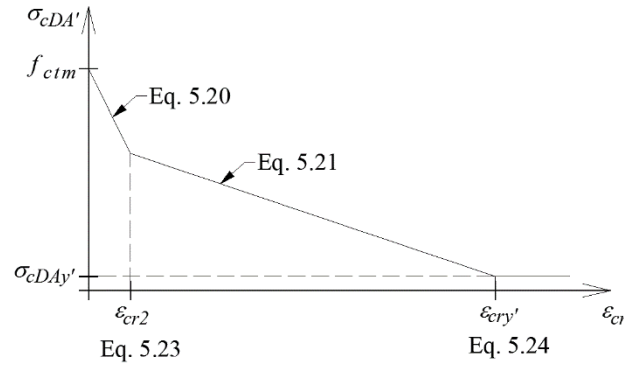


Figura 5.4 – Diagrama modificado de 'tension stiffening' para análises de curta duração.

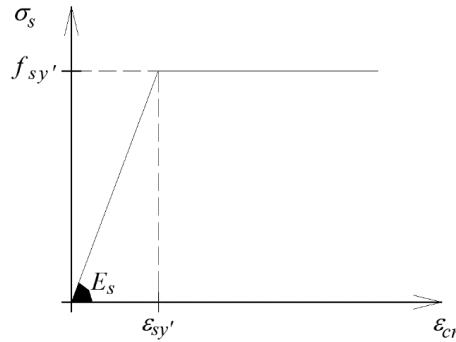


Figura 5.5 – Modelo tensão-extensão para as armaduras.

É agora necessário estender as formulações propostas para análises de longa duração, que contemplem os efeitos da fluência e da retração do betão. Para tal, é necessário considerar em substituição do módulo de elasticidade médio no betão, E_{cm} , o módulo de elasticidade do betão ajustado à idade equivalente [66, 135], $E_{c,adj}$. Este último pode ser definido da seguinte forma:

$$E_{c,adj} = E_{cm} / (1 + \chi\varphi) \quad (5.26)$$

onde χ é o coeficiente associado à idade equivalente e φ é o coeficiente de fluência [66, 135].

De forma idêntica, α terá de ser substituído pelo parâmetro ajustado $\alpha_{adj} = E_s / E_{c,adj}$. Relativamente à UA', a extensão no betão no instante inicial da análise, ε_{mi} , provocada pelo fenómeno da retração, pode ser definida como segue (tendo em conta os efeitos viscoelásticos da fluência e somente a restrição induzida pela armadura interna):

$$\varepsilon_{mi} = - \frac{\varepsilon_{sh}}{1 + \frac{E_s}{E_{c,adj}} \rho} \quad (5.27)$$

A correspondente tensão no betão é obtida de acordo com:

$$\sigma_{ci} = \frac{\varepsilon_{sh} E_s \rho}{1 + \frac{E_s}{E_{c,adj}} \rho} \quad (5.28)$$

Assim sendo, a relação entre a força axial $N_{UA'}$ e a extensão total $\varepsilon_{mUA'}$ apresenta o formato:

$$N_{UA'} = (\varepsilon_{mUA'} - \varepsilon_{mi}) E_{c,adj} (A_c + \alpha_{adj} A_s) \quad (5.29)$$

Na zona DA' a deformação total $\varepsilon_{mDA'}$ pode ser expressa como:

$$\varepsilon_{mDA'} = \varepsilon_{cr} - \varepsilon_{sh} + \frac{\sigma_{cDA'}}{E_{c,adj}} \quad (5.30)$$

A modificação do diagrama de ‘tension stiffening’ por forma a contemplar os efeitos da fluência e da retração do betão segue assim os mesmos passos da dedução matemática apresentada para o diagrama de ‘tension stiffening’ para análises de curta duração. De forma similar à Figura 5.4, e considerando o diagrama $TS_{c,s}$ presente na Figura 5.3, apresenta-se na Figura 5.6 o diagrama modificado de ‘tension stiffening’ para análises de longa duração. A expressão associada ao primeiro troço mantém-se igual à apresentada para análises de curta duração, sendo que o segundo troço linear do diagrama é agora definido por

$$\sigma_{cDA'} = \beta f_{ctm} + \frac{E_s \rho (k-1)}{1 + \alpha_{adj} \rho} \varepsilon_{cr} \quad (5.31)$$

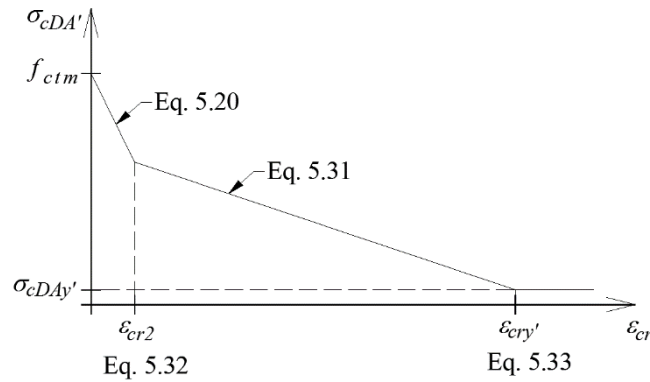


Figura 5.6 – Diagrama modificado de ‘tension stiffening’ para análises de longa duração, contemplando o efeito da fluência e da retração do betão.

Na Figura 5.6 as abcissas dos pontos de transição entre diferentes troços podem ser expressas como segue:

$$\varepsilon_{cr2} = \frac{f_{ctm} (1-\beta)}{\frac{E_s \rho (k-1)}{1 + \alpha_{adj} \rho} + \frac{f_{ctm}^2 k L_t}{G_f}} \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_{cry'} = \frac{1}{k} \left(\varepsilon_{sh} - \frac{f_{sy} \rho - \beta f_{ctm}}{E_s \rho} - \frac{\beta f_{ctm}}{E_{c,adj}} \right) \quad (5.33)$$

Nesta fase, e analisando as expressões dos diagramas modificados para análises de curta duração e para análises de longa duração (ver Figura 5.4 e Figura 5.6), pode concluir-se o seguinte:

- A equação que define o primeiro troço linear em ambas as situações é igual.
- A equação que define o segundo troço linear apenas difere no facto de α ser substituído pelo parâmetro α_{adj} , sendo que a Eq. 5.23 apresenta uma reduzida sensibilidade à variação deste parâmetro. Este é um aspeto importante a reter, dada a relativa incerteza associada à quantificação de α_{adj} , que além disso varia no tempo.
- As deformações por retração e a fluência do betão são fenómenos a ter em conta na definição do parâmetro β . No entanto, para um valor fixo de β o primeiro e o segundo

troços lineares do diagrama modificado de ‘tension stiffening’ não são afetadas pela deformação de retração (esta afeta apenas a abcissa $\varepsilon_{cry'}$, no instante em que ocorre a cedência do aço).

Tendo em conta estas considerações, é possível adotar um diagrama modificado de ‘tension stiffening’ independente do tempo, desde que se cumpram os seguintes critérios: (i) uma abordagem que adote um valor fixo de β para a lei de ‘tension stiffening’; (ii) que a tensão na armadura na secção da fenda não atinga a tensão de cedência do aço.

É importante referir que o diagrama modificado para análises de longa duração também permite obter resultados objetivos relativamente à abertura de fendas (ou seja, os valores das aberturas de fendas nas Alternativa 1 e 2 são iguais).

Por último, a extensão de cedência fictícia do aço, $\varepsilon_{sy'}$, apresentada na Figura 5.5, deve agora ser redefinida para:

$$\varepsilon_{sy'} = \varepsilon_{cry'} - \varepsilon_{sh} + \frac{\sigma_{cDAy'}}{E_{c,adj}} \quad (5.34)$$

5.3 Exemplificação: tirantes de BA

Para ilustração das Alternativas 1 e 2 propostas para modelação usar-se-ão primeiramente exemplos de tirantes de BA, onde se poderá demonstrar com maior simplicidade a importância de garantir a independência dos resultados numéricos face ao refinamento da malha de EF, para análises em serviço de estruturas submetidas a deformações impostas restringidas. Assim, numa fase preliminar proceder-se-á à simulação de tirantes de BA ensaiados experimentalmente por Farra [92], de forma a poder demonstrar a robustez da simulação numérica, comparando resultados experimentais e analíticos. Numa segunda fase apresentar-se-á um estudo paramétrico de tirantes de BA, com diferentes percentagens de armadura, geometrias e sequências de carregamento.

Os tirantes de BA são analisados com recurso a um estado plano de tensão com EF de 4 nós, recorrendo a um esquema de integração reduzido de 1×1 . Os efeitos associados ao fenómeno de ‘tension stiffening’ são simulados com recurso ao diagrama $TS_{c,s}$ representado na Figura 5.3, que descreve a evolução das tensões médias no betão após fissuração. O diagrama modificado apresentado na Figura 5.6 é utilizado quando se aplica a Alternativa 2.

Note-se que na Alternativa 1 é necessário estimar dois parâmetros antes de iniciar a análise numérica:

- O comprimento ao longo do qual ocorre escorregamento na interface betão-armadura (igual ao dobro do comprimento de transferência).
- O parâmetro β , que é importante para modelar corretamente o efeito de ‘tension stiffening’.

Nas análises referentes à Alternativa 1 o comprimento dos EF deve ser igual ao dobro do comprimento de transferência. Nas análises com recurso à Alternativa 2 o diagrama modificado

de ‘tension stiffening’ é também afetado pelo valor deste comprimento de transferência. Conforme explicado, o comprimento de transferência numa estrutura de BA varia à medida que aumentam a deformação imposta e o número de fendas. Numa fase inicial, quando a estrutura apresenta ainda um pequeno número de fendas, e as DA associadas às fendas não se sobrepõem, o comprimento de transferência é igual a $L_{t,max}$, e pode ser estimado com base na Eq. 5.3. À medida que o número de fendas aumenta, o comprimento de transferência tende aproximar-se de $s_{rm}/2$, cujo valor pode ser calculado com base na Eq. 5.1.

No entanto, realizar alterações das dimensões da malha de EF e ajustar parâmetros do diagrama de ‘tension stiffening’ não é possível nem prático ao longo da análise, revelando-se assim importante assumir um valor constante para o comprimento de transferência L_t . Felizmente, e conforme demonstrado em Sousa *et al.* [135], a influência da alteração do comprimento de transferência na análise de estruturas em serviço é praticamente negligenciável, desde que ocorra uma escolha adequada do valor de β no diagrama de ‘tension stiffening’. Nas análises dos tirantes de BA, em que o enfoque é o comportamento durante a fase de formação de fendas, o comprimento de transferência adotado é igual a $L_{t,max}$ e $\beta = 0.6$ [135].

5.3.1 Ensaios experimentais

Em Farra [92] apresentam-se ensaios experimentais de diversos tirantes de BA, com objetivos distintos: variação do carregamento, geometria, quantidade de armadura, *etc.* No presente capítulo pretende-se simular numericamente os ensaios de 3 tirantes correspondentes à série designada por S22 10 [92], com um protocolo experimental idêntico. Os tirantes têm 1.15m de comprimento, uma secção de betão de $0.10 \times 0.10\text{m}^2$ e estão dotados de uma armadura posicionada no respetivo eixo, constituída por um varão nervurado de 10mm de diâmetro. A extensão média foi medida na zona central de cada tirante ao longo de 1.00m de comprimento. As propriedades mecânicas do betão foram medidas aos 28 dias de idade, tendo-se obtido os seguintes valores: resistência à compressão em cilindros $\phi 16\text{cm} \times 32\text{cm}$ $f_{cm} = 56.9\text{MPa}$, $E_{cm} = 30.4\text{GPa}$ e $f_{ctm} = 2.9\text{MPa}$. Durante os primeiros 28 dias a deformação dos tirantes não foi restringida externamente, estando apenas a deformação por retração restringida internamente pela armadura. A medição da retração realizou-se com recurso a um provete livre, registando-se aos 28 dias o valor de $\varepsilon_{sh} = 260 \times 10^{-6}$. Aos 14 dias de ensaio permitiu-se a secagem dos provetes num ambiente controlado, com uma humidade relativa de 60%. Aos 28 dias os tirantes foram restringidos axialmente nas extremidades, tendo-se aplicado deformações externas sucessivamente crescentes. Estes ensaios apresentam uma boa repetibilidade de resultados, conforme se pode verificar na Figura 5.7. Os ensaios apresentam igualmente um bom comportamento entre si relativamente à deformação imposta média, ε_m , após a formação de uma nova fenda, e face à abertura de fendas média, w_m , para instantes similares (ver Figura 5.14).

Há três aspetos importantes a realçar na Figura 5.7: (i) os resultados reportados por Farra [92] representam uma tensão no betão medianizada na secção transversal, definida como $\sigma_c = N/(A_c + \alpha A_s)$; (ii) encontra-se também representado o comportamento de um varão isolado de aço de 10mm de diâmetro, permitindo assim identificar a contribuição do efeito de

‘tension stiffening’ do betão nos ensaios desenvolvidos; (iii) é possível identificar as forças impostas nos tirantes que originam a sucessiva formação de fendas. Esta informação é importante para definir os valores de f_{ct} dos EF no modelo numérico, garantindo assim um comportamento do modelo mais realista. Os valores do esforço axial registado (média dos 3 ensaios) nos instantes de formação de cada nova fenda foram: 28.6kN, 30.9kN, 30.9kN, 35.5kN e 35.8kN.

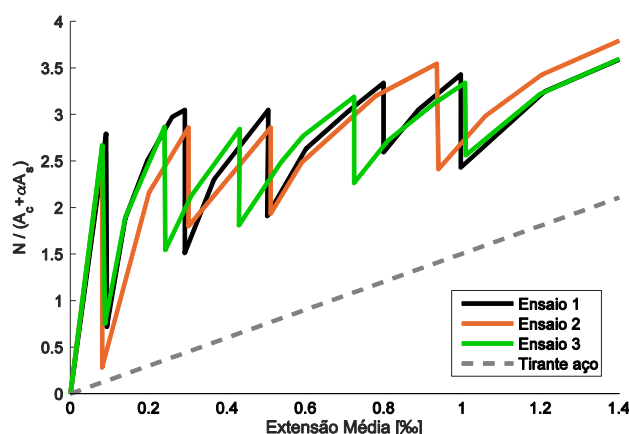


Figura 5.7 – Tensão aplicada vs. extensão média nos tirantes de BA ensaiados [92].

5.3.2 Simulação numérica

Conforme é possível observar na Figura 5.8, a geometria global dos tirantes foi respeitada no modelo numérico. A armadura posicionada no eixo do tirante, correspondente a um varão de 10mm de diâmetro, foi modelada explicitamente, tendo-se assumido as seguintes propriedades mecânicas: $E_s = 200\text{GPa}$ e $f_{sy} = 500\text{MPa}$. A energia de fratura do betão foi estimada de acordo com o MC2010 [53], tendo-se utilizado o valor $G_f = 150\text{N/m}$. Para a definição das deformações do betão por fluência e retração, bem como para a evolução do módulo de elasticidade do betão, considerou-se a utilização de um cimento de endurecimento normal e uma humidade ambiente correspondente a $H = 60\%$. De forma similar ao ensaio experimental, na simulação numérica ativou-se o processo de secagem aos 14 dias de ensaio, sendo que a análise teve início 1 dia após a betonagem. Durante os primeiros 28 dias após a betonagem o modelo numérico não impõe restrições externas à deformação do tirante, pelo que nesta fase as tensões geradas são devidas à restrição interna induzida pela armadura relativamente à livre retração do betão.

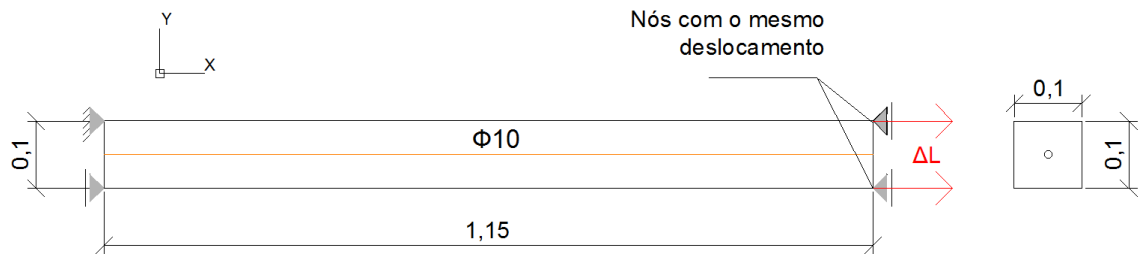


Figura 5.8 – Esquema da simulação numérica associada aos tirantes de BA [92].

De realçar que é essencial garantir um desenvolvimento gradual e controlado da fendilhação ao longo da análise numérica, sendo este um aspeto a ter em linha de conta na definição dos incrementos de tempo. A análise numérica realizou-se com incrementos de 2 horas. Aos 28 dias de idade foi imposta uma deformação externa (ver Figura 5.8), com incrementos de 0.002mm, até se atingir um deslocamento final de 2.0mm ao longo de um período de 90 minutos. No sentido de simular o aumento gradual da deformação axial do tirante, impôs-se que os nós da extremidade direita do modelo apresentassem o mesmo deslocamento na direção x , e que os EF junto às extremidades (com comprimento de 0.075m) tivessem um comportamento elástico (ver Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11). A extremidade esquerda do modelo foi considerada fixa.

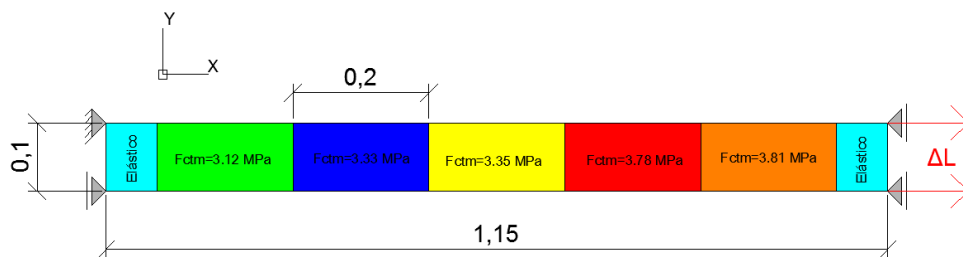


Figura 5.9 – Modelo numérico da malha 1 com lei de 'tension stiffening' - Alternativa 1.

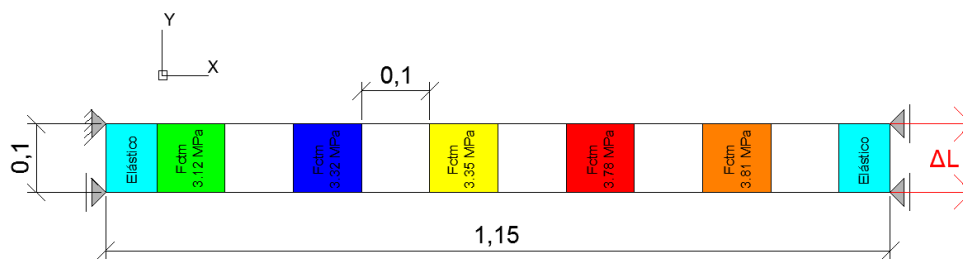


Figura 5.10 – Modelo numérico da malha 2 com lei de 'tension stiffening' - Alternativa 2 ($k = 0.5$).

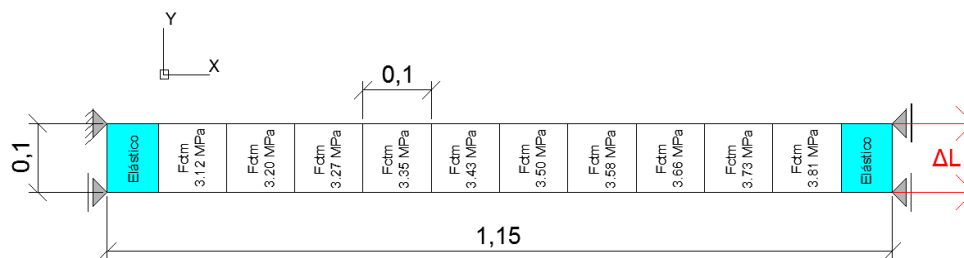


Figura 5.11 – Modelo numérico da malha 3 com lei de ‘tension stiffening’ não modificada.

O facto de se terem considerado as extremidades do tirante com comportamento elástico tem a vantagem de garantir que não ocorre fendilhação espúria associada à concentração de tensões junto dos apoios. Além disso, simular apenas o fenómeno da fendilhação na zona central com 1.00m de comprimento está de acordo com o ensaio experimental, uma vez que apenas se monitorizou esta zona do tirante.

Para o presente estudo consideraram-se 3 análises numéricas distintas. O comprimento $L_{t,max}$ tem o valor de 0.11m, calculado com base na Eq. 5.3 (a tensão inicial no betão, σ_{ci} , por se tratar de tirantes de BA que se encontram sem restrições externas até ao instante do carregamento externo, pode ser calculada com base na Eq.5.28, de onde resulta um valor de $\sigma_{ci} = 0.378\text{MPa}$, assumindo $\chi = 0.8$ e $\varphi = 1$). Por esse motivo, a análise numérica correspondente à Alternativa 1 (malha 1 – ver Figura 5.9) apresenta na zona central do tirante (com 1.00m de comprimento) EF com o comprimento horizontal de 0.20m (ou seja, $\sim 2L_{t,max}$). Na análise numérica em que a lei de ‘tension stiffening’ é modelada de acordo com a Alternativa 2 (malha 2 – ver Figura 5.10) o comprimento horizontal dos EF na zona central é de 0.10m, o que corresponde a adotar um valor de $k = 0.5$. A fim de ilustrar as vantagens de utilizar a modificação do diagrama de ‘tension stiffening’ na Alternativa 2, estudou-se ainda o tirante de BA com uma análise numérica distinta (malha 3 – ver Figura 5.11). Nesta terceira análise a malha de EF é idêntica à malha 2, porém o diagrama de ‘tension stiffening’ associado aos elementos de betão é o diagrama $TS_{c,s}$ da Figura 5.3, ou seja um diagrama não modificado, apesar de se ter adotado uma malha de EF mais refinada.

Para reproduzir a sequência de fendilhação registada experimentalmente, consideraram-se diferentes valores da tensão de tração limite, f_{ctm} , para diferentes EF, conforme se pode verificar na Figura 5.9, na Figura 5.10 e na Figura 5.11. Nas malhas 1 e 2 os valores adotados para f_{ct} tiveram em conta os registos experimentais das forças aplicadas nos instantes de formação das sucessivas fendas, e também o estado de tensão inicial existente no betão, σ_{ci} , provocado pela restrição das livres deformações por retração devido à presença da armadura. Como é possível verificar na Figura 5.9 e na Figura 5.10, apenas se permite a fendilhação de 5 EF, correspondentes à zona central instrumentada de 1.00m de comprimento. No entanto, a malha 3 permite a fendilhação de 10 EF (consistente com uma análise em que não se modifica o diagrama de ‘tension stiffening’). Uma vez que não se formaram 10 fendas no ensaio experimental, os valores de f_{ct} estimados na malha 3 variam linearmente entre o valor inferior e superior registados experimentalmente.

5.3.3 Apresentação e discussão dos resultados

Na Figura 5.12 é possível observar a comparação dos resultados experimentais obtidos por Farra [92], com os resultados numéricos associados à malha 1 – Alternativa 1. Importa realçar que:

- Nesta análise o número de fendas que se formam é idêntico ao registado experimentalmente, o que era expectável, uma vez que o número máximo de fendas que se podem formar é uma consequência da malha de EF adotada.
- O valor da extensão média para a qual ocorre a formação de novas fendas no modelo numérico é consistente com os resultados experimentais, o que é indicador de que a perda de rigidez registada no tirante após a formação de uma fenda se encontra bem simulada.
- De uma forma global o modelo numérico reproduz adequadamente a relação força axial-extensão média durante a fase de formação de fendas, o que revela que os parâmetros adotados para o modelo de ‘tension stiffening’ foram bem estimados.

No entanto, convém realçar que nos instantes de ocorrência de fendilhação no tirante são registadas quebras acentuadas do esforço axial, que não foram devidamente captadas pelo modelo numérico. Tal acontece porque esta perda instantânea de força é diretamente dependente da rigidez do mecanismo de teste utilizado no ensaio, algo que não foi simulado no modelo numérico. Por este motivo, é natural que os resultados numéricos não reproduzam adequadamente este comportamento no instante da formação das fendas.

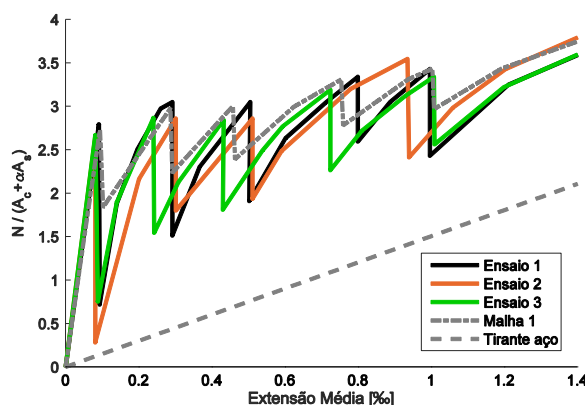


Figura 5.12 – Resultados numéricos com malha 1 vs. resultados experimentais [92].

Na Figura 5.13 apresentam-se os resultados numéricos das malhas 1, 2 e 3. Conforme se pode verificar, os resultados associados às malhas 1 e 2 encontram-se sobrepostos, algo que seria espectável face à implementação da modificação do diagrama de ‘tension stiffening’ que origina resultados numéricos independentes da malha de EF. No entanto, registam-se diferenças acentuadas quando se comparam os resultados numéricos das malhas 1 e 2 com os da malha 3, para qual não se aplicou a objetivação do diagrama de ‘tension stiffening’. Nomeadamente, o

número das fendas que se formam é substancialmente superior no caso do modelo que recorre à malha 3, e a relação força axial-extensão média apresenta diferenças consideráveis, o que demonstra que a perda de rigidez associada à formação de fendas na malha 3 não foi adequadamente reproduzida, e realça a importância da modificação do diagrama de ‘tension stiffening’ considerada na malha 2.

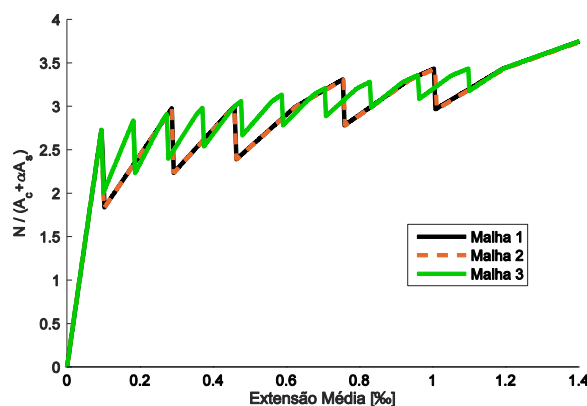


Figura 5.13 – Tensão aplicada vs. extensão média: resultados numéricos com as malhas 1, 2 e 3.

Relativamente à abertura de fendas, é possível retirar conclusões similares, conforme se pode observar na Figura 5.14. As malhas 1 e 2 apresentam resultados coincidentes, e em concordância com os valores registados experimentalmente por Farra [92], sendo que a malha 3 conduz a resultados da abertura de fendas não concordantes com o observado nos ensaios.

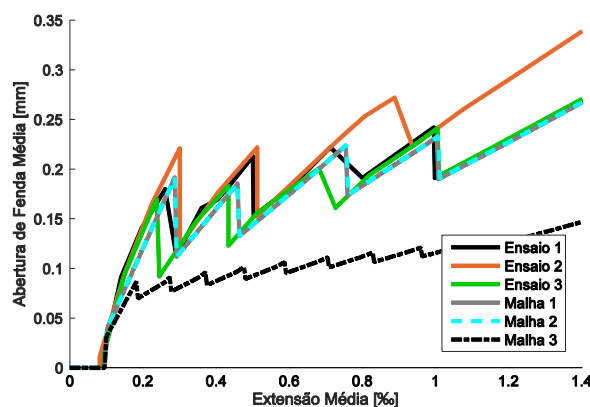


Figura 5.14 – Abertura de fendas vs. extensão média: resultados numéricos com as malhas 1, 2 e 3.

5.3.4 Análises paramétricas

As análises numéricas realizadas no subcapítulo anterior demonstraram a aplicabilidade do modelo de ‘tension stiffening’ na simulação de estruturas de BA restringidas, tal como a garantia de independência dos resultados face à malha de EF quando se adota o diagrama de ‘tension stiffening’ modificado. No entanto, convém referir que a influência dos fenómenos da fluência e da retração nos tirantes ensaiados por Farra [92] é diminuta, sendo praticamente

negligenciáveis as tensões geradas por ambos os fenômenos, em comparação com as tensões geradas pela imposição do alongamento externo.

Por este motivo, realizaram-se análises paramétricas adicionais para confirmar que o diagrama de ‘tension stiffening’ modificado (Alternativa 2) é igualmente aplicável em simulações numéricas com um historial de carregamento distinto, onde a fluência e a retração do betão assumem importâncias significativas. Consideraram-se 3 historiais de carregamento diferentes:

- Carregamento 1: simulação numérica idêntica à de referência (ensaios desenvolvidos por Farra [92]), mas considerando que as deformações impostas externamente se iniciam aos 28 dias de idade. O tirante de BA encontra-se livre de restrições externas até esta idade.
- Carregamento 2: simulação numérica idêntica à de referência, porém considerando que as deformações impostas externamente se iniciam aos 1000 dias de idade. O tirante encontra-se igualmente livre de restrições externas até esta idade. Desta forma, as tensões que se desenvolvem associadas à retração restringida internamente pela armadura são superiores, uma vez que o período de secagem é mais longo.
- Carregamento 3: considera-se o tirante de BA fixo em ambas as extremidades, ou seja, as deformações por retração estão completamente restringidas desde o instante inicial de betonagem. O tirante é somente solicitado pelas deformações de retração (considerando em simultâneo o efeito da fluência), não se considerando a imposição de quaisquer deformações externas.

Relativamente aos Carregamentos 1 e 2, decidiu-se ainda considerar duas variantes para a percentagem da armadura ($\rho = 0.79\%$, idêntica ao do ensaio de referência [92] e $\rho = 1.58\%$), bem como duas alternativas para o comprimento central do tirante ($L = 1\text{m}$ e $L = 5\text{m}$). Relativamente às análises com $\rho = 1.58\%$, o comprimento de transferência passa a ser $\approx 1/7\text{m}$ (com base na Eq. 5.3 e na Eq. 5.28), afetando assim a malha de EF e consequentemente a definição da lei de ‘tension stiffening’. Considerou-se o valor da resistência à tração do betão a variar linearmente entre os limite inferior e superior apresentados na Figura 5.9, ou seja, $f_{ctm} = 3.12\text{MPa}$ para a primeira fenda e $f_{ctm} = 3.81\text{MPa}$ para a última fenda. Relativamente às análises numéricas com $L = 5\text{m}$, apenas se permitiu a formação de 10 fendas.

Na Figura 5.15, na Figura 5.16 e na Figura 5.17 é possível comparar os resultados das análises com deformação externa imposta aos 28 dias e aos 1000 dias após a betonagem (identificadas como I=28 e I=1000). As Alternativas 1 e 2 de modelação do ‘tension stiffening’ são identificadas como malha 1 e malha 2, respetivamente. De forma similar à modelação no subcapítulo anterior, na Alternativa 2 foi adotado $k = 0.5$. Conforme se pode observar, as Alternativas 1 e 2 apresentam resultados numéricos praticamente idênticos (para taxas de armadura e comprimentos do tirante de BA distintos), tal como seria de esperar, uma vez que se adotou o diagrama modificado da lei de ‘tension stiffening’ que contempla os efeitos associados aos fenômenos da retração e fluência. Fica assim demonstrada a capacidade do diagrama modificado de ‘tension stiffening’ para produzir resultados independentes da malha

de EF, mesmo para análises numéricas de longa duração, onde as tensões associadas à retração do betão são significativas. Comparando a Figura 5.15 e a Figura 5.16 é possível verificar que as diferenças na resposta do tirante de BA entre as idades de carregamento $I=28$ e $I=1000$ aumentam à medida que se aumenta o valor de ρ , o que é justificável pelo consequente aumento da restrição interna. Da observação da Figura 5.17 é possível constatar que o diagrama de ‘tension stiffening’ modificado apresenta um bom comportamento mesmo em modelos onde o número de fendas que se formam é superior, quer em carregamentos de curta quer de longa duração.

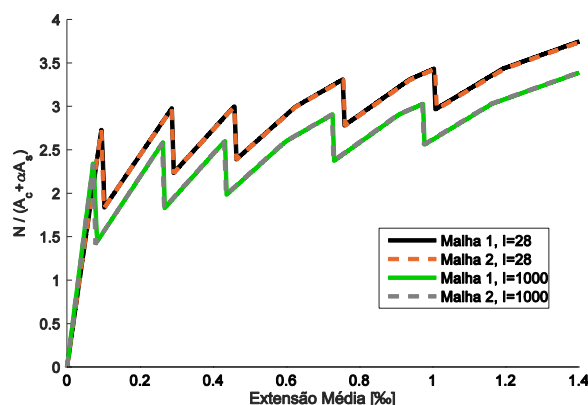


Figura 5.15 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 0.79\%$,
 $L = 1\text{m}$.

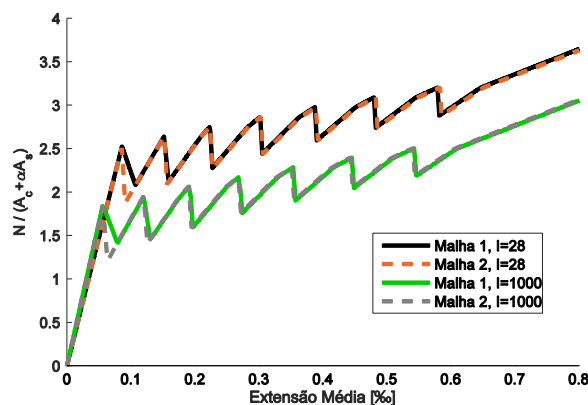


Figura 5.16 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 1.58\%$,
 $L = 1\text{m}$.

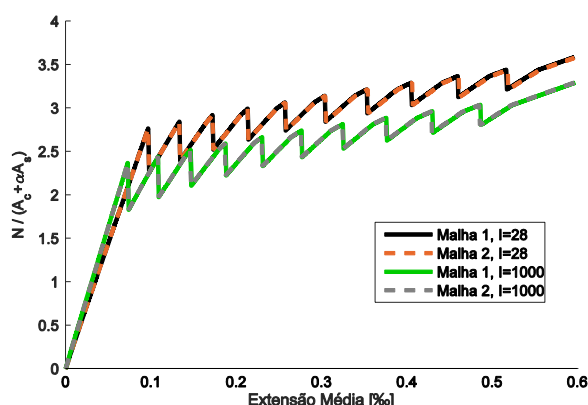


Figura 5.17 – Resultados numéricos associados aos Carregamentos 1 e 2 e para as malhas 1 e 2: $\rho = 0.79\%$, $L = 5\text{m}$.

Na Figura 5.18 é possível observar os resultados relativamente ao Carregamento 3, onde se consideraram as extremidades do tirante de BA fixas desde o instante da betonagem. Neste modelo numérico adotou-se um comprimento de análise da zona central de 5m, resultando na ocorrência de um maior número de fendas. A fendilhação ocorre ao longo do tempo devido às deformações de retração sucessivamente crescentes, resultando na formação de 5 fendas numa análise de longa duração. Na Figura 5.18 apresentam-se ainda duas análises relativas à Alternativa 2: (i) uma considerando $E_{c,adj} = E_{cm}/3$, correspondente a um $\chi\phi = 2$ (valor habitualmente assumido para análises de longa duração); (ii) outra considerando $E_{c,adj} = E_{cm}/2$, valor mais adequado para análises de estruturas de BA numa fase inicial do desenvolvimento da fluência. Desta forma é possível compreender a influência de $E_{c,adj}$ (propriedade estimada) nos resultados numéricos, dada a impossibilidade de impor um valor variável no tempo, pelas alterações que provocaria na lei de ‘tension stiffening’ adotada e na malha de EF definida.

A Figura 5.18 demonstra que ambas as modelações (i) e (ii) associadas à malha 2 (Alternativa 2) apresentam um comportamento global similar ao da modelação com a malha 1, o que demonstra a aplicabilidade do estudo para diferentes carregamentos aplicados. No entanto, é possível verificar que no instante de formação da 5ª fenda ambos os modelos com a malha 2 apresentam alguma dificuldade em captar a extensão média do tirante, por comparação com o que sucede com a malha 1. Tal acontece devido ao facto dos incrementos de tensão nesta fase da análise serem pouco significativos (dado que para idades superiores os incrementos da deformação por retração são sucessivamente inferiores, a influência do fenómeno da fluência torna-se mais preponderante no controlo das tensões de tração), apresentando o tirante um padrão de fendilhação praticamente estabilizado. Ou seja, pode-se concluir que a variação de $E_{c,adj}$ não provoca diferenças acentuadas na simulação, principalmente durante a fase inicial de formação de fendas (principal objetivo do presente estudo).

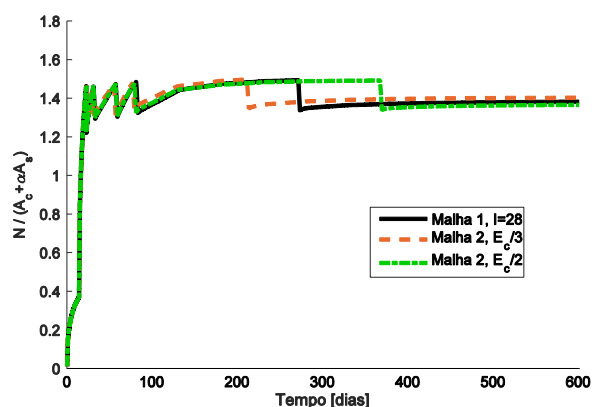


Figura 5.18 – Evolução da força axial no tirante com extremidades fixas desde o instante de betonagem ($\rho = 0.79\%$, $L = 5\text{m}$).

5.4 Aplicação: muro de suporte

No presente subcapítulo pretende-se realizar o estudo de uma estrutura de BA que apresente um padrão de fendilhação e uma situação de modelação mais complexos que um tirante, de forma a conseguir demonstrar a aplicabilidade da lei de ‘tension stiffening’ modificada, proposta na Alternativa 2, em estruturas com um comportamento 2D. A única solicitação do muro de suporte nas simulações numéricas que serão apresentadas são as deformações impostas por retração, de forma a analisar a importância deste fenómeno e da fluência na definição do padrão de fendilhação em estruturas de BA.

5.4.1 Simulação numérica

A simulação do muro de suporte representado na Figura 5.19 foi desenvolvida com recurso a um estado plano de tensão com EF de 4 nós, considerando um esquema de integração reduzido de 1×1 . Os efeitos associados ao fenómeno de ‘tension stiffening’ foram simulados com recurso ao diagrama $TS_{c,s}$ representado na Figura 5.3 (Alternativa 1). O diagrama modificado apresentado na Figura 5.6 é utilizado quando se aplica a Alternativa 2. É importante realçar que, ao contrário de exemplos reais estudados anteriormente [137, 142], se teve o cuidado de adotar uma geometria para o muro de BA que permita desenvolver o cálculo numérico considerando todo o betão envolvente das armaduras com comportamento efetivo à tração [64]. A distribuição de armadura preconizada permite assim considerar que a globalidade do muro de BA assume um comportamento à tração de acordo com a lei de ‘tension stiffening’ (ou ‘tension stiffening’ modificado na Alternativa 2), não havendo secções transversais com o comportamento característico do betão simples, simulado através de leis de ‘tension softening’. O valor $\beta = 0.4$ foi considerado para definir os diagramas de ‘tension stiffening’ [135], uma vez que se pretendem realizar análises de longa duração, onde os fenómenos da fluência e retração assumem um papel significativo.

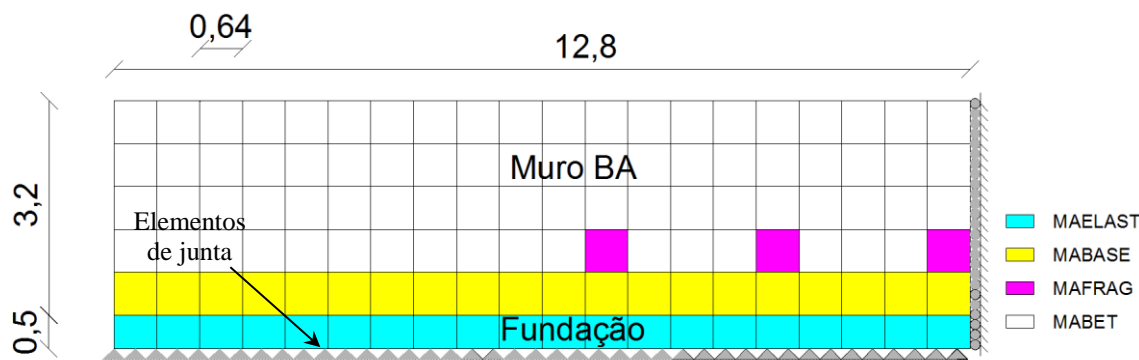


Figura 5.19 – Malha de EF do muro de BA (Alternativa 1): condições fronteira e distribuição de materiais.

Relativamente à geometria do muro de suporte de BA, optou-se por simular também a zona associada à sapata de fundação, com uma secção transversal de $2.5 \times 0.5\text{m}^2$, apresentado o muro um desenvolvimento longitudinal de 25.6m, uma altura acima da sapata de 3.2m (ver Figura 5.19) e uma espessura constante de 0.25m. O muro apresenta uma distribuição da armadura longitudinal idêntica à transversal, sendo cada uma delas constituída por $\phi 12//0.15\text{m}$, resultando numa taxa de armadura de 0.6% (assumiu-se um recobrimento do betão face às armaduras de 35mm). Adotou-se para o aço um módulo de elasticidade $E_s = 200\text{GPa}$ e uma tensão de cedência $f_{sy} = 500\text{MPa}$. Nas diferentes análises as tensões de tração nas armaduras nunca atingem a condição de plastificação, pelo que aquelas foram assumidas com um comportamento linear-elástico.

Para o betão foi considerada uma classe de resistência C25/30, sendo a correspondente energia de fratura, estimada de acordo com o MC2010 [53], assumida com o valor $G_f = 137\text{N/m}$. A fluência do betão foi definida com base na metodologia proposta pelo MC2010 [53], tendo-se considerado uma humidade relativa de 60% e um cimento da classe N. As deformações devidas à retração autógena e de secagem foram estimadas com base nas leis de evolução do Eurocódigo 2 [64], considerando-se uma deformação total (livre) de $455\mu\epsilon$ ao fim de um período de 5 anos.

É importante referir que se optou por desprezar a flexão lateral do muro, simplificação aceitável uma vez que as tensões de flexão têm uma influência marginal na fendilhação longitudinal.

O modelo correspondente à Alternativa 1 do muro de BA é apresentado na Figura 5.19, com as seguintes condições de apoio: são impedidos os deslocamentos horizontais e as rotações na extremidade direita do modelo, de forma a simular o plano de simetria. Relativamente à zona da sapata optou-se por impedir os deslocamentos horizontais, sendo que se consideraram elementos de junta verticais na interface fundação/solo, garantindo uma rigidez infinita para deslocamentos descendentes, e uma rigidez nula caso a sapata apresente tendência para levantar. Estas restrições de movimentos estão relacionadas com o facto de se assumir que o muro de suporte se encontra construído sobre um solo compacto e irregular. Ao permitir o levantamento do muro de suporte consegue-se captar um comportamento do padrão de fendilhação mais realista, e evitar a localização de fendas espúrias nos extremos do muro.

A dimensão de cada EF na Alternativa 1 foi tomada como o dobro do comprimento de transferência, sendo que com base na Eq. 5.3 e na Eq. 5.28 se pode estimar $L_{t,max} = 0.32\text{m}$. Relativamente à Alternativa 2 utilizou-se um valor de $k = 0.5$, semelhante às modelações anteriores; a correspondente malha de EF não se encontra representada (malha 2), mas é idêntica à Figura 5.19, com o tamanho dos EF ajustado a 0.32m ($2L_{t,max} \times k$). Por último, considerou-se ainda uma terceira análise numérica (malha 3), com uma malha de EF idêntica à malha 2, porém não realizando qualquer modificação na lei de ‘tension stiffening’ adotada. Utilizou-se assim a mesma estratégia do subcapítulo anterior para tentar demonstrar a importância da modificação da lei de ‘tension stiffening’, no sentido de obter resultados numéricos independentes da malha de EF adotada.

Na Figura 5.19 é ainda possível observar que o muro é simulado através de 4 materiais distintos. O material MAELAST está associado à zona da sapata do muro, apresentando um comportamento viscoelástico à semelhança do que acontece nos muros de BA reais (devido ao faseamento construtivo, a fundação encontra-se muitas vezes comprimida). O material MABASE serve para modelar a camada de EF imediatamente adjacente à fundação do muro. Trata-se de uma camada que apresenta um grau de restrição bastante elevado, e que por esse motivo acaba quase sempre por fendilhar na totalidade. Por este motivo, quando se pretende modificar a lei de ‘tension stiffening’ na Alternativa 2 é necessário garantir que este alinhamento horizontal de EF não sofre qualquer tipo de alteração relativamente ao comportamento do betão após fissuração, dado que não existe zona UA associada a este alinhamento. No alinhamento horizontal de EF imediatamente acima do material MABASE introduz-se o material MAFRAG (apenas em 3 EF distintos), idêntico ao MABET mas com uma resistência à tração ligeiramente reduzida (f_{ctm} reduzido em 5%). Desta forma garante-se a localização das fendas no modelo numérico, e consequentemente simplifica-se a comparação dos padrões de fendilhação das Alternativas 1 e 2. Por último, o material MABET representa o betão considerado com as características adotadas da classe C25/30.

Assinala-se o facto de ser crucial garantir um desenvolvimento gradual e controlado da fendilhação ao longo da análise, sendo este um aspeto a ter em linha de conta na definição dos incrementos de tempo. Alcançou-se este controlo adotando 18270 incrementos de 2.4h, completando-se assim os 5 anos de análise pretendidos.

5.4.2 Apresentação e discussão de resultados

Na Figura 5.20, na Figura 5.21 e na Figura 5.22 encontram-se representados os padrões de fendilhação ao fim de 5 anos de análise, para as malhas 1, 2 e 3, respetivamente. Apresentam-se também os valores das aberturas de fendas, em mm. A avaliação dos padrões de fendilhação e das correspondentes aberturas de fendas facilitam a comparação das diferentes análises numéricas, uma vez que permitem compreender se o modelo conseguiu captar adequadamente a perda de rigidez imposta pela formação sucessiva de fendas (através da avaliação da respetiva abertura), e também se os modelos apresentam comportamentos similares relativamente à localização das fendas.

Da comparação da Figura 5.20 com a Figura 5.21 é possível afirmar que o modelo da malha 2 (com uma lei de ‘tension stiffening’ modificada) consegue captar adequadamente as principais características do padrão de fendilhação da simulação associada à Alternativa 1. Em ambas as malhas formam-se 3 fendas principais na zona central do muro de suporte, sendo que junto ao eixo de simetria surge uma fendilhação adicional na zona superior – fenómeno que foi devidamente captado em ambas as análises. A abertura de fendas apresenta uma boa correspondência, não havendo diferenças superiores a 10% em todo o padrão de fendilhação. Em ambos os modelos também é possível observar o início da formação de uma fenda mais próxima da extremidade do muro de suporte, cuja abertura é inferior à das fendas posicionadas na zona central (as fendas principais representam-se a vermelho). O facto da malha 2 (ver Figura 5.21) ser mais refinada permite naturalmente que esta fenda junto da extremidade possa adotar uma configuração (inclinação de 45°) diferente da que ocorre na malha 1, que se desenvolve na vertical (na malha 1 os EF apresentam dimensões superiores, condicionando os caminhos de propagação da fendilhação). Este aspeto é inclusive um dos principais motivos para se adotarem malhas de EF mais refinadas na análise de muros de BA, de forma a poderem ser captados padrões de fendilhação mais próximos da realidade. O facto de os padrões de fendilhação nas malhas 1 e 2 serem distintos, quando se analisa a fenda junto à extremidade, assinala assim a vantagem de se poderem considerar maiores refinamentos da malha, conjuntamente com a utilização da lei de ‘tension stiffening’ modificada que é proposta nesta tese. No entanto, é importante salientar que a lei de ‘tension stiffening’ modificada contém implícita a hipótese de a fissuração ocorrer paralelamente a uma das faces do EF, o que não se verifica na fenda junto à extremidade. Ainda assim, mesmo com esta limitação os resultados numéricos das malhas 1 e 2 apresentam uma boa concordância a nível global.

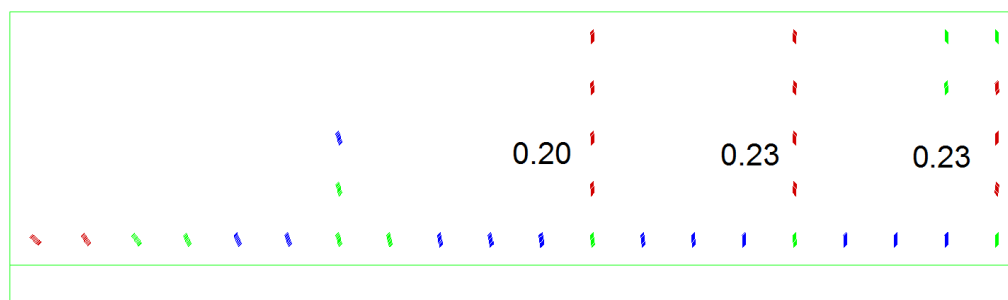


Figura 5.20 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da Alternativa 1 (malha 1).

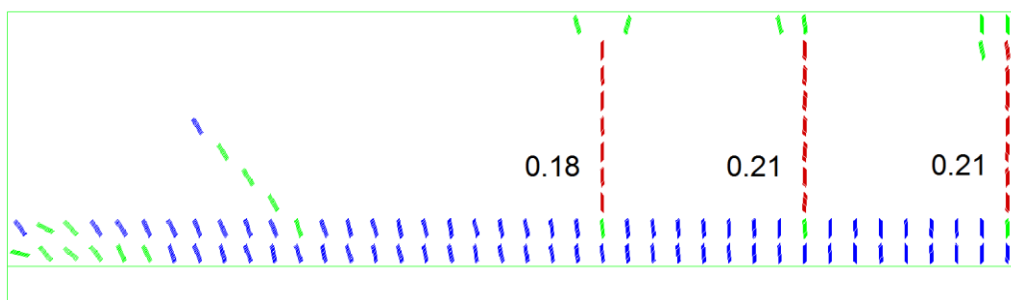


Figura 5.21 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da Alternativa 2 (malha 2).

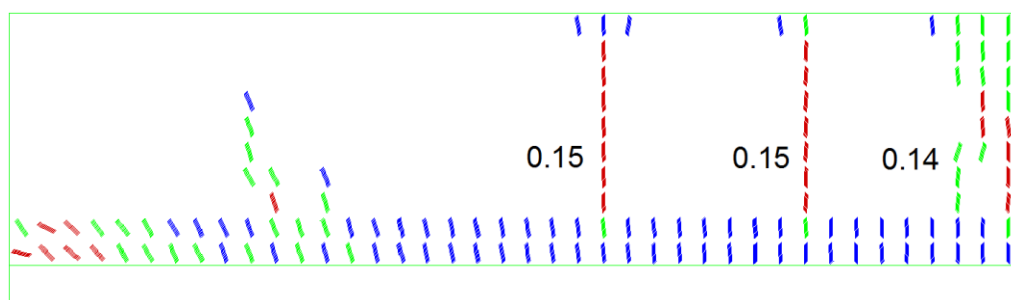


Figura 5.22 – Padrão de fendilhação e abertura de fendas (mm) da malha 3 – diagrama de ‘tension stiffening’ não modificado.

Na Figura 5.22 é possível observar os resultados numéricos associados à malha 3, idêntica à malha 2 mas com uma lei de ‘tension stiffening’ sem qualquer modificação. Conforme se pode constatar da comparação da Figura 5.22 com a Figura 5.20, o modelo numérico da malha 3 não consegue captar adequadamente o padrão de fendilhação, originando a formação de quatro fendas principais, duas delas junto ao eixo de simetria (ao contrário dos modelos anteriores que apenas apresentam a formação de uma fenda nesta zona). A formação destas duas fendas, também impede o modelo de captar adequadamente a singularidade referida anteriormente, associada à fendilhação adicional presente na zona superior do muro de suporte junto ao eixo de simetria. Relativamente às aberturas de fendas registadas, as diferenças apresentadas são superiores a 40% quando se compara a malha 1 com a malha 3, sendo esta uma diferença acentuada, e que revela que a rigidez na estrutura após fissuração não se encontra bem simulada na malha 3. Isto permite destacar a importância de se adotar uma lei de ‘tension stiffening’ modificada, dado que a abertura de fendas é normalmente a variável que se pretende controlar em estruturas submetidas a deformações impostas. Relativamente à extremidade do muro de BA, com a malha 3 dá-se a formação de duas fendas de menor importância, algo que também não se encontra de acordo com os resultados numéricos das malhas 1 e 2, que apresentam apenas a formação de uma fenda.

6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESTRUTURA LAMINAR DE BA ENSAIADA EM LABORATÓRIO

6.1 Introdução

Ao longo da presente dissertação é possível verificar que as análises numéricas desenvolvidas são normalmente acompanhadas de ensaios experimentais que permitem validar a sua aplicabilidade a exemplos reais. O objetivo é realmente comprovar a robustez do modelo Termo-Higro-Mecânico (THM) proposto nas suas várias componentes, demonstrando que os parâmetros numéricos aplicados podem ser estimados em fase de projeto, resultando em simulações verosímeis, com pouca variabilidade dos resultados quando comparados com observações em estruturas reais. Nesse sentido, no presente capítulo ir-se-á analisar uma estrutura de BA ensaiada em ambiente laboratorial, porém com dimensões e complexidades similares a uma estrutura real. Pretende-se assim demonstrar que as metodologias descritas nos capítulos anteriores podem ser organizadas, de forma a ser possível ensaiar experimentalmente uma estrutura de larga escala e realizar a respetiva simulação numérica. Os conhecimentos obtidos a nível experimental nos Capítulos 3 e 4 revelaram-se essenciais para se conseguir avaliar em laboratório respetivamente o fenómeno da fluência em tração do betão e a humidade interna nas peças de betão. A nível numérico, o Capítulo 4 contribuiu para se conseguir prever e modelar adequadamente o fenómeno da retração com recurso ao modelo THM, sendo que o Capítulo 5 permitiu desenvolver as técnicas de modelação necessárias para se conseguir simular adequadamente uma estrutura de larga escala, com resultados numéricos independentes da malha de EF adotada.

Desta forma, no presente capítulo ir-se-á apresentar o ensaio experimental de uma estrutura laminar de BA que se encontra restringida externamente (sendo o grau de restrição conhecido e ajustável), e realizar a respetiva simulação numérica. No ensaio a estrutura laminar é solicitada pelas deformações internas associadas à retração de secagem, mas também pela aplicação de forças externas que têm como objetivo acelerar o processo de fendilhação da estrutura, provocando um estado de tensão inicial, sendo esta a principal diferença quando comparado com o normal funcionamento de um muro de suporte restringido longitudinalmente.

Inicialmente proceder-se-á a uma descrição detalhada do ensaio desenvolvido, sendo os resultados experimentais apresentados no último subcapítulo em conjunto com os resultados numéricos, de forma a facilitar a comparação. É também feita uma sucinta descrição dos ensaios experimentais associados à caracterização da fluência em tração no betão (com recurso ao VRF), bem à caracterização do perfil de humidade num provete de betão para aferição das deformações por retração. Estes ensaios adicionais fornecem informação essencial para uma correta simulação da estrutura laminar ensaiada.

Os ensaios do presente capítulo decorreram no âmbito do projeto FCT denominado “SeLCo – Comportamento em serviço de estruturas de betão: uma abordagem multi-física das tensões auto-induzidas”, e foram desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da FEUP.

6.2 Ensaio experimental desenvolvido à escala real

O ensaio experimental desenvolvido teve como principal objetivo permitir o estudo de uma estrutura de BA restringida, com dimensões significativas, cujo padrão de fendilhação fosse imposto pela ação da retração de secagem do betão. O facto de o ensaio ter sido realizado em ambiente laboratorial teve a vantagem de se poderem controlar adequadamente todas as componentes a utilizar pelo modelo numérico recorrendo a uma extensiva monitorização da estrutura laminar, e realizando ensaios adicionais de caracterização do betão.

6.2.1 Ideia base do ensaio

A idealização do ensaio desenvolvido teve como base inspiradora o comportamento de um muro de suporte de BA restringido na direção longitudinal, cuja fendilhação vertical é induzida pela forte restrição às livres deformações volumétricas do betão (térmicas e de retração) imposta pela sapata de fundação, betonada em fase prévia. Nesta estrutura as deformações por retração assumem um papel importante na definição do padrão de fendilhação, sendo esse um dos principais objetos de estudo do presente ensaio. Na Figura 6.1 é possível observar a estrutura laminar ensaiada em laboratório, com um desenvolvimento longitudinal de 4.0m, que apresenta uma zona inferior (base) responsável pela imposição de restrição correspondente à fundação num muro de BA, e uma zona superior (topo) responsável pela imposição de restrição no topo.

Foi necessário ter especial atenção na escolha dos elementos responsáveis pela restrição imposta na base e no topo da estrutura laminar, de forma a garantir que o padrão de fendilhação formado fosse realista, evitando a ocorrência de fendas longitudinais ao longo das interfaces da estrutura laminar com as zonas indutoras de restrição. Assim, numa 1ª fase realizou-se a betonagem de duas peças longitudinais, com dimensões $0.10 \times 0.15 \times 4.00 \text{ m}^3$, que constituirão a base e o topo da estrutura laminar (ver Figura 6.2), apresentando cada uma um varão $\phi 25$ embebido, posicionado no respetivo eixo. Com vista a poder controlar a restrição imposta na base da estrutura laminar, optou-se por aplicar a mesma metodologia desenvolvida no Capítulo 3 para implementação do VRF, recorrendo a atuadores hidráulicos para tracionar o varões $\phi 25$ que, por aderência ao betão, induzirá a restrição ativa pretendida (ver Figura 6.2). No topo a restrição é induzida no correspondente varão embebido através do aperto manual de

duas porcas, que se movimentam em extensões roscadas nas respectivas extremidades. De salientar que tanto os atuadores hidráulicos como as porcas estão apoiadas em dispositivos metálicos de ancoragem expressamente desenvolvidos para o efeito, fixados na laje de reação do laboratório.

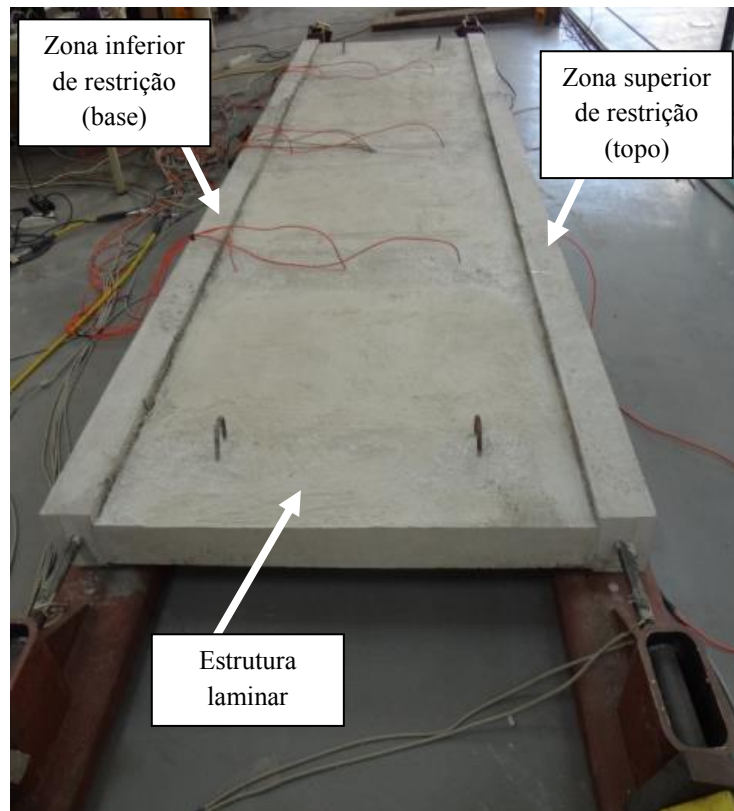


Figura 6.1 – Vista geral da estrutura laminar ensaiada em laboratório.

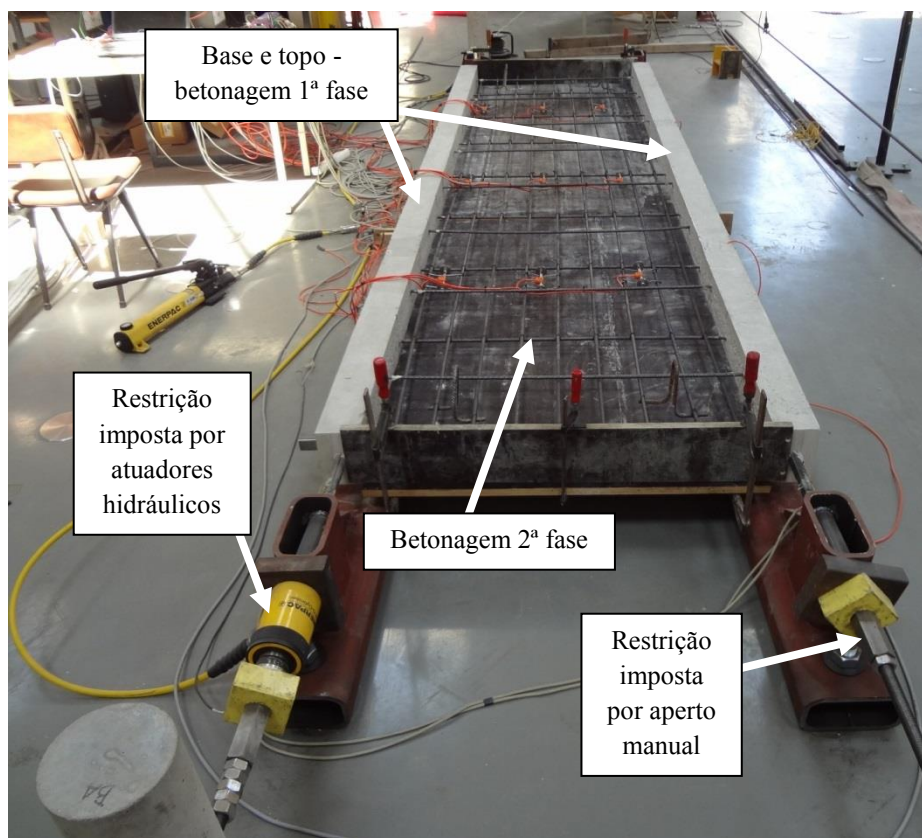


Figura 6.2 – Vista geral da estrutura laminar após betonagem da 1ª fase.

Na 2ª fase de betonagem (ver Figura 6.2) desenvolveu-se então uma estrutura laminar de BA com uma espessura de 0.10m, e dimensões em planta de $1.00 \times 4.00 \text{ m}^2$, restringida na base e no topo pelas peças de betão betonadas na 1ª fase. Sendo a estrutura laminar o foco do estudo do presente ensaio, foi necessário garantir que as peças de betão indutoras de restrição não distorcessem o padrão de fendilhação pretendido para a estrutura laminar, e que as deformações relativas entre a base e a zona central se assemelhassem ao comportamento fundação/zona superior de um muro de suporte real. Com esse sentido, adotou-se um período de secagem de 46 dias entre o instante da 1ª e da 2ª betonagem, garantindo assim que as deformações autógenas que ocorrem nas peças responsáveis pela restrição ativa não interferem na estrutura laminar. Este período alargado de tempo também permitiu mitigar o efeito da retração de secagem, tendo-se inclusive coberto as peças de betão betonadas na 1ª fase com parafina, de forma a evitar secagem adicional. Considera-se que esta estratégia permitiu reproduzir adequadamente o funcionamento de um muro de suporte, dado que habitualmente a fundação se encontra debaixo de terra, portanto com diminutas deformações associadas à secagem do betão.

Além de permitir controlar a restrição, este sistema de ensaio permitiu ainda acelerar o processo de fissuração do betão, através da imposição de deformações de alongamento nas peças responsáveis pela restrição. Este é um aspeto muito importante, uma vez que o tempo de observação do ensaio é limitado, e as tensões de tração originadas exclusivamente pela retração de secagem demoram muito tempo a manifestar-se. É também importante referir que se retardou

o desenvolvimento das tensões de tração nas peças betonadas na 1ª fase, através da aplicação de um estado de compressão imposto previamente à 2ª fase de betonagem. De forma a clarificar o ensaio e a forma como foi conduzido, apresenta-se o protocolo experimental em conjunto com a monitorização adotada, após a descrição da conceção do mecanismo de ensaio.

6.2.2 Conceção do ensaio

A primeira fase de conceção do ensaio requereu o desenvolvimento de 4 dispositivos metálicos para ancoragem dos varões de aço embebidos nas peças de betão responsáveis pela restrição ativa. Uma vez que o ensaio tem como base o controlo das deformações impostas, foi necessário recorrer a perfis metálicos RHS (‘Rectangular Hollow Section’) com elevada rigidez – ver Figura 6.3. No sentido de evitar a ocorrência de instabilidades locais nas paredes dos perfis RHS, e de forma a garantir o correto posicionamento dos varões $\phi 25$, adotou-se a solução de reforços com tubos metálicos na zona de fixação, como ilustrado na Figura 6.3.

O varões $\phi 25$ utilizados para tensionamento das peças prismáticas betonadas na 1ª fase, de aço da classe A500, são roscados nas duas extremidades, para possibilitar a utilização de porcas hexagonais nas ancoragens aos 2 atuadores hidráulicos (responsáveis pela força externa aplicada na base) ou diretamente aos próprios perfis RHS – ver Figura 6.4. Nesta figura é também possível observar a armadura da estrutura laminar betonada na 2ª fase, constituída por varões $\phi 10$ da classe A500, sendo o espaçamento da armadura longitudinal de 0.10m e da armadura transversal de 0.25m.

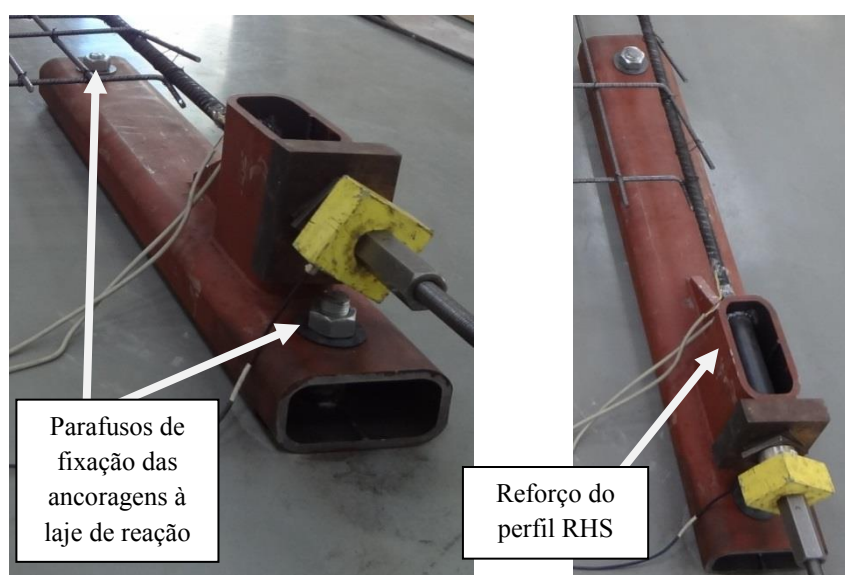


Figura 6.3 – Dispositivos de ancoragem dos varões à laje de reação e reforços.

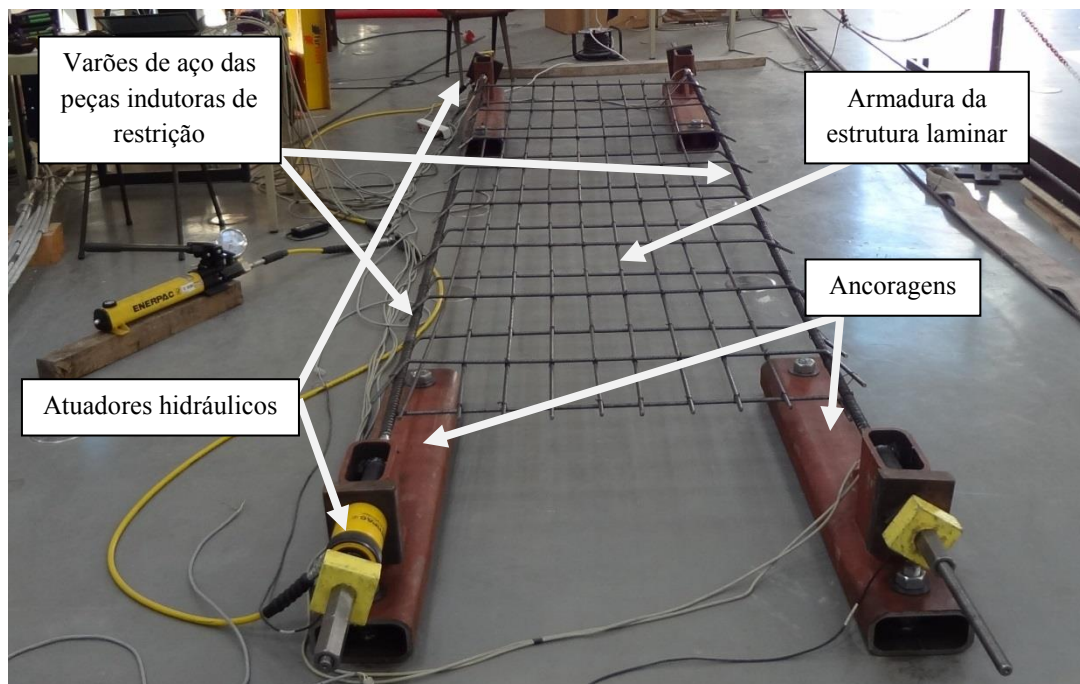


Figura 6.4 – Vista geral antes da betonagem e armadura da estrutura laminar.

Previamente à realização da 1ª betonagem das peças prismáticas associadas à base e ao topo introduziu-se um pré-tensionamento nos $\phi 25$, com dois objetivos: (i) eliminar possíveis folgas no sistema de ancoragem; (ii) entre a 1ª e a 2ª fase de betonagem libertar alguma da tensão de tração existente nos varões de aço, de forma a proporcionar um estado de pré-compressão nas peças prismáticas responsáveis pela restrição ativa. Desta forma garantiu-se que as primeiras fendas a serem formadas na estrutura laminar não eram induzidas pela fissuração prévia das peças de betão que impõem a restrição.

Previamente à 2ª fase de betonagem promoveu-se a criação de irregularidades na interface das peças de betão prismáticas com a estrutura laminar propriamente dita, de forma a garantir uma forte aderência entre ambas as peças de betão e evitar a formação de fendas horizontais nesta zona de ligação – ver Figura 6.5. Esta intervenção realizou-se após submeter ambas as peças prismáticas à já referida pré-compressão inicial, evitando assim a formação de fendas durante esta operação.



Figura 6.5 – Superfície irregular criada na interface peças prismáticas/estrutura laminar.

Por último procedeu-se ao posicionamento da instrumentação necessária à monitorização do ensaio, e à betonagem da 2ª fase correspondente à estrutura laminar. Nesta fase recorreu-se também à betonagem de um provete ‘dummy’ com a mesma espessura da estrutura laminar, para medição das deformações por retração livre, bem como dos perfis de temperatura e de humidade interna no betão (ver Figura 6.7). Este provete, com dimensões $1.00 \times 1.00 \times 0.10 \text{ m}^3$, foi posicionado na proximidade da estrutura laminar, de forma a estar submetido às mesmas condições ambientais desta. Na Figura 6.6 é possível observar o ensaio no instante prévio à 2ª betonagem com detalhe para a cofragem adotada, bem como para o posicionamento dos sensores de cordas vibrantes (VWSG – ‘Vibrating Wire Strain Gauges’), que permitiu minimizar a perturbação induzida pelos fios elétricos que efetuam a ligação ao sistema de aquisição, um DataTaker 515.

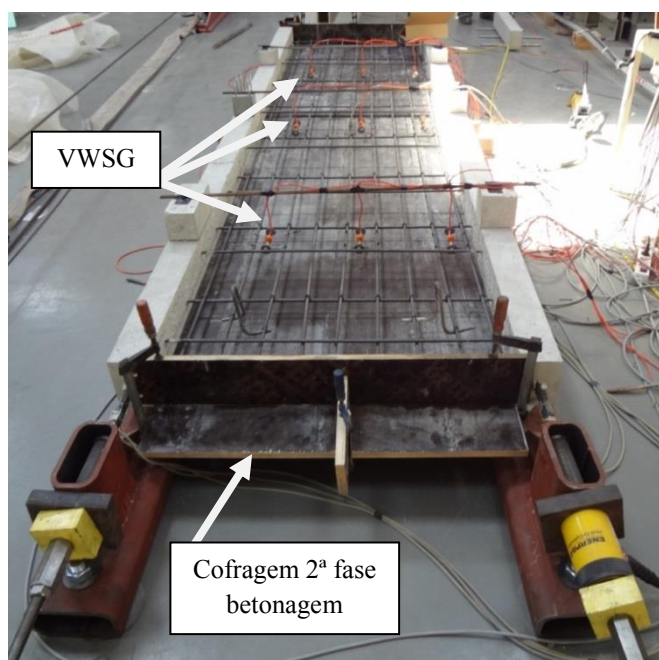


Figura 6.6 – Preparação da 2ª fase de betonagem.

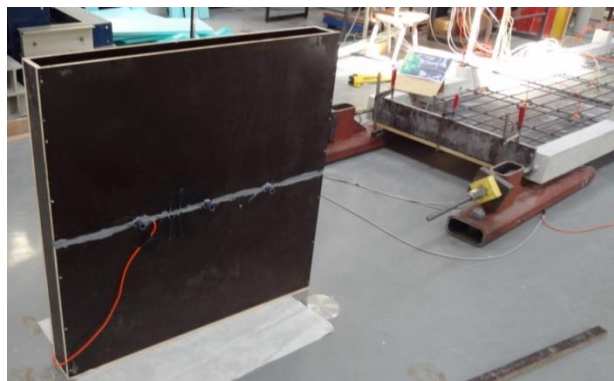


Figura 6.7 – Cofragem do provete ‘dummy’.

6.2.3 Instrumentação adotada

A monitorização do ensaio foi garantida recorrendo a instrumentação diversa. A força imposta em cada uma das peças prismáticas responsáveis pela restrição ativa foi determinada com recurso a um par de extensómetros elétricos (da marca VISHAY, modelo CEA-00-250UW-350), sempre acompanhados por sensores de temperatura PT100, de forma a ser possível realizar as correções nos extensómetros elétricos associadas aos efeitos térmicos (a estratégia adotada permitiu resoluções ao nível de $1\mu\epsilon$). Na Figura 6.8 é possível observar em detalhe a instalação dos extensómetros elétricos.

O ensaio incluiu também sensores VWSG embebidos no betão (da marca ‘Gage Technique International’, do tipo TES/5.5/T), com uma amplitude de leitura de $3000\mu\epsilon$, resolução superior a $1\mu\epsilon$ e um comprimento de 13.97cm. Relativamente às peças prismáticas betonadas na 1ª fase, na Figura 6.9 é possível observar que se optou por colocar 2 sensores em cada prisma, a um terço e dois terços do seu desenvolvimento longitudinal. Observando em detalhe, na Figura 6.10, a disposição dos sensores adotada na estrutura laminar, é possível identificar 3 secções instrumentadas: a primeira no plano de simetria (secção C), a segunda posicionada à esquerda da secção C, a 1.40m (secção E), e a terceira posicionada à direita da secção central, a 1.60m (secção D). Cada secção foi instrumentada com 3 VWSG, distribuídos em diferentes posições ao longo da largura do painel (sensores VWSG 1, 2 e 3). O sensor VWSG 1 foi colocado a 0.10m da junta de betonagem da peça prismática correspondente à base – onde ocorre a maior restrição –, o VWSG 3 foi posicionado a 0.20m da junta de betonagem da peça prismática direita e o VWSG 2 foi colocado a meia distância entre os VWSG 1 e 3. É ainda de referir que para o provete ‘dummy’ se adotou um VWSG posicionado no respetivo centro geométrico.

Por último, no sentido de caracterizar o perfil de temperaturas através da espessura da estrutura laminar, adotaram-se 4 sensores de temperatura na secção central, no alinhamento do VWSG 2 (a meia espessura utilizou-se o registo de temperatura fornecido pelo correspondente VWSG): 2 sensores de temperatura PT100 foram embebidos no betão a 2.5cm das faces superior e inferior, e 2 PT100 foram colados externamente nas faces superior e inferior.

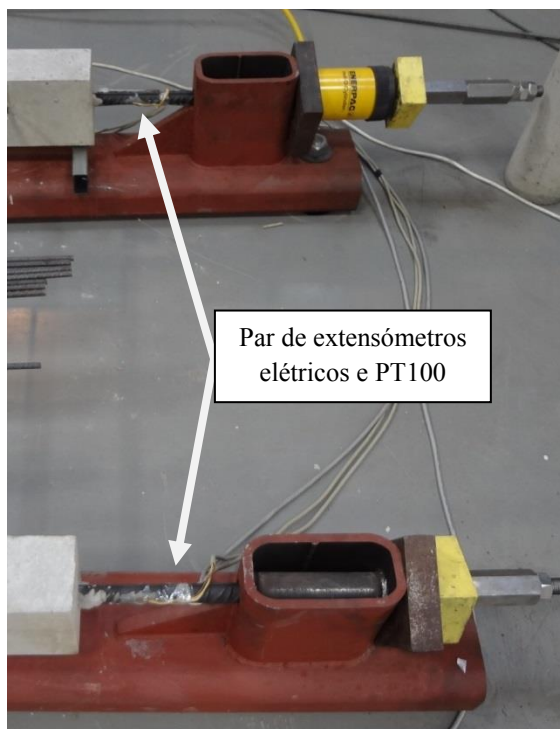


Figura 6.8 – Pormenor da colocação dos extensômetros elétricos nos varões.

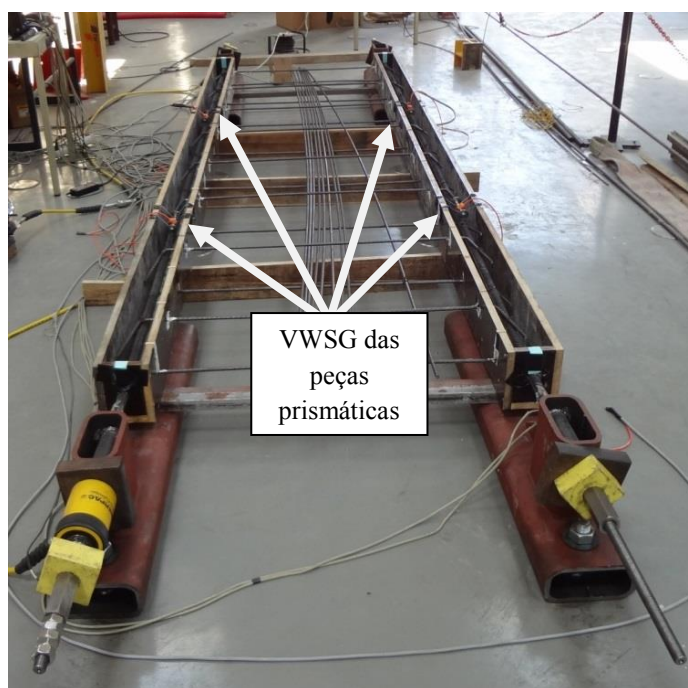


Figura 6.9 – Distribuição dos sensores instalados na 1ª fase de betonagem.

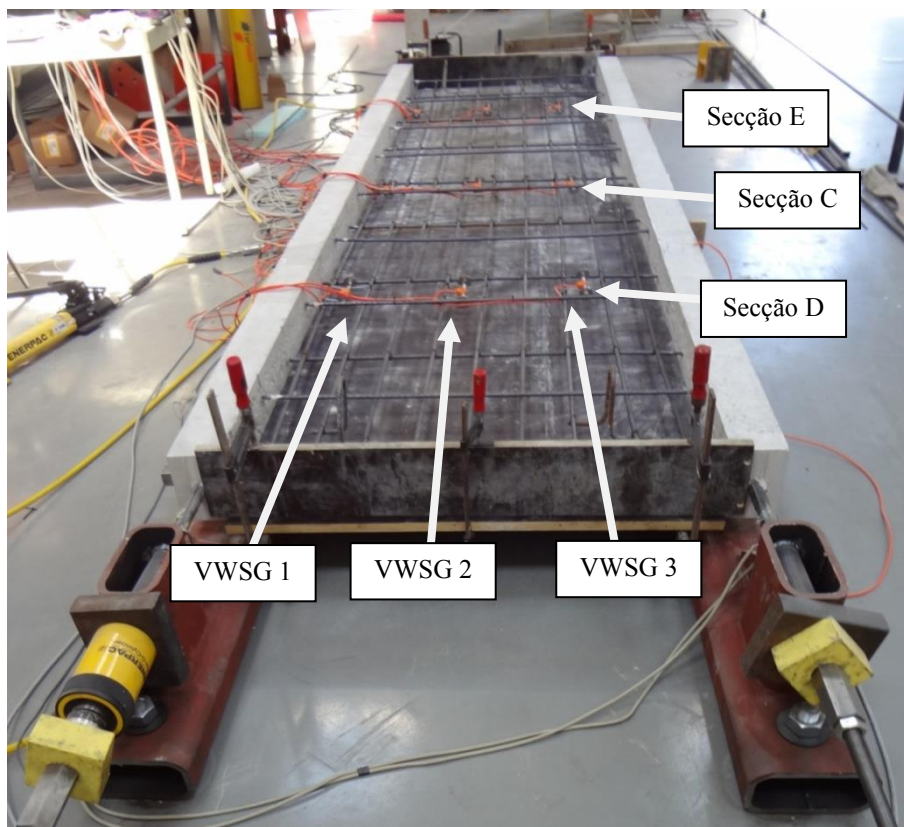


Figura 6.10 – Identificação dos VWSG instaladas na estrutura laminar.

6.2.4 Protocolo experimental

A conceção e preparação de todo o ensaio experimental revelou-se um processo moroso e complexo. Contudo o protocolo experimental adotado durante o ensaio é simples, requerendo apenas alguns cuidados relativamente ao controlo das forças instaladas nas peças prismáticas. No essencial o protocolo adotado inclui as seguintes etapas:

- Numa fase inicial, prévia à 1ª betonagem, tracionaram-se ambos os varões das peças prismáticas para se atingirem forças semelhantes às pretendidas durante o ensaio (num varão $\phi 25$ recorrendo aos atuadores hidráulicos e no outro recorrendo a uma chave de porcas manual).
- Procedeu-se então à betonagem das peças prismáticas, sendo considerado este o instante inicial do ensaio.
- Após 24h do início do ensaio procedeu-se à descofragem das peças prismáticas.
- Assegurou-se um período de secagem das peças prismáticas de 46 dias, de forma a aumentar a retração diferencial entre estas e a estrutura laminar.
- Após 47 dias de ensaio procedeu-se à libertação do esforço de tração instalado previamente nos varões $\phi 25$, induzindo-se assim um estado de compressão nas peças prismáticas.

- Com as peças prismáticas comprimidas efetuou-se uma operação de picagem do betão num das faces laterais, de forma a garantir a aderência entre essas peças e a estrutura laminar. Procedeu-se ainda à aplicação de parafina nas peças prismáticas, prevenindo assim qualquer tipo de retração adicional.
- Aos 50 dias de ensaio procedeu-se à betonagem da estrutura laminar (2ª fase de betonagem), aplicando na face superior uma película plástica que preveniu a secagem até ao instante da descofragem.
- Aos 52 dias de ensaio procedeu-se à descofragem da estrutura laminar.
- Aos 53 dias de ensaio procedeu-se à imposição de um estado de tração na estrutura laminar, através do alongamento controlado dos varões $\phi 25$ das duas peças prismáticas. Uma vez que a solicitação imposta é semelhante à pré-compressão inicial imposta às peças prismáticas, foi possível garantir um estado de tração significativo na estrutura laminar e um estado próximo da tensão nula nas peças prismáticas. Desta forma evitou-se uma fendilhação precoce e excessiva das peças prismáticas, que poderia condicionar de forma espúria o padrão de fendilhação da estrutura laminar. A evolução da carga instalada em ambos os varões $\phi 25$ encontra-se representada na Figura 6.11. É possível constatar que se aplicou uma variação de força de 120kN no varão da peça prismática responsável pela restrição ativa na zona da fundação (correspondente a uma força total no varão de aço de 130kN, uma vez que se optou por não realizar a descarga completa dos atuadores hidráulicos, de forma a evitar folgas no sistema), e de 30kN no varão da peça prismática correspondente à zona superior (topo) na fase inicial do ensaio, sendo que a força foi aplicada gradualmente, de forma a poder controlar a evolução do padrão de fendilhação.
- Após a aplicação das forças pretendidas a estrutura foi deixada em repouso, exposta às condições ambientais da nave do laboratório (ambiente não controlado). Teve-se no entanto o cuidado de proteger toda a estrutura através da utilização de placas de ‘wallmate’ para prevenir possíveis insolações ou correntes de ar que pudessem afetar a estrutura, mesmo em ambiente laboratorial. À medida que a força externa aplicada nos varões se alterava ao longo do ensaio foi necessário repor os valores iniciais, permitindo que o padrão de fendilhação da estrutura laminar se desenvolvesse por ação das deformações volumétricas do betão.

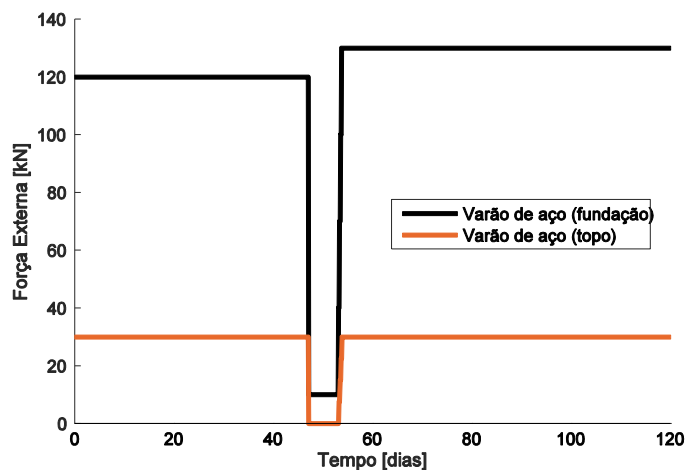


Figura 6.11 – Representação esquemática da carga aplicada nos varões $\phi 25$ ao longo do ensaio.

6.2.5 Incidente na betonagem

No decorrer da 2ª betonagem ocorreu um problema na cofragem da estrutura laminar, tendo metade daquela cedido por ação do peso próprio do betão fresco, facto que originou uma modificação parcial da geometria inicial pretendida – ver Figura 6.12. Conforme é possível observar, a zona associada ao lado esquerdo da estrutura laminar sofreu uma redução acentuada da espessura em duas direções, de que resultou uma complexidade adicional para o modelo numérico. Na Figura 6.12 apresenta-se o referencial adotado na modelação, onde se pode observar a singularidade da nova geometria da estrutura laminar, correspondendo o nó 1 à origem do referencial. Na Figura 6.13 e na Figura 6.14 é possível observar a numeração dos nós necessários para a definição da geometria da estrutura, e no Quadro 3.1 apresentam-se as correspondentes coordenadas.

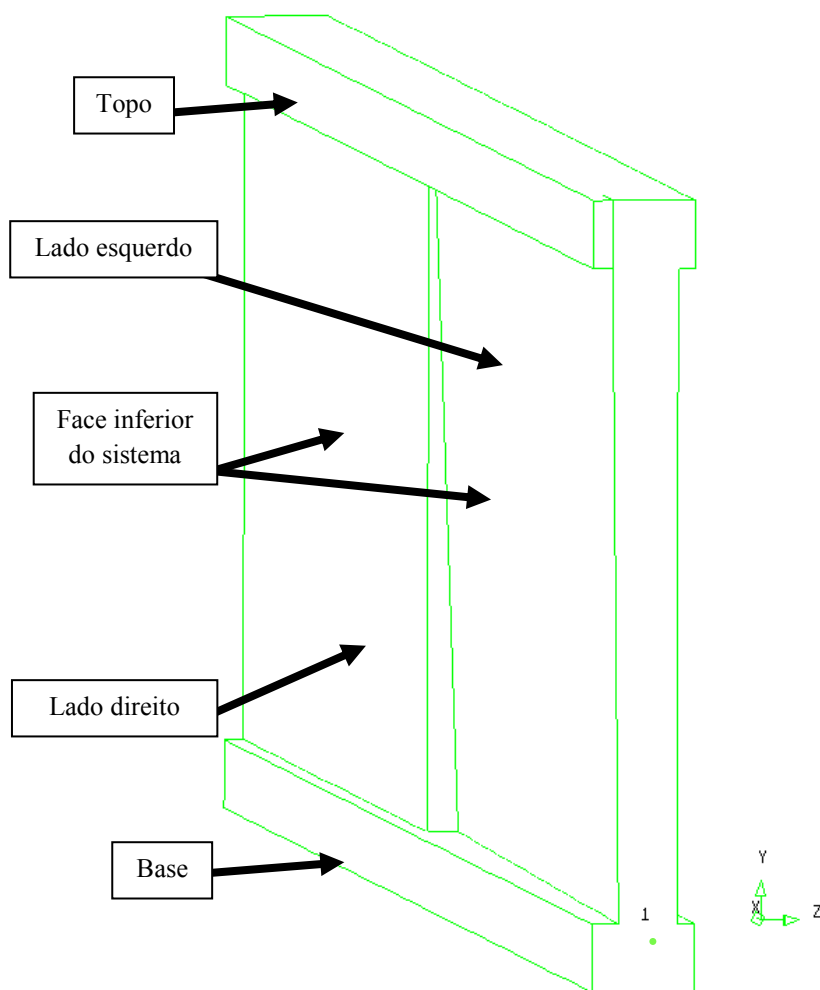


Figura 6.12 – Representação da geometria real da estrutura laminar: referencial adotado.

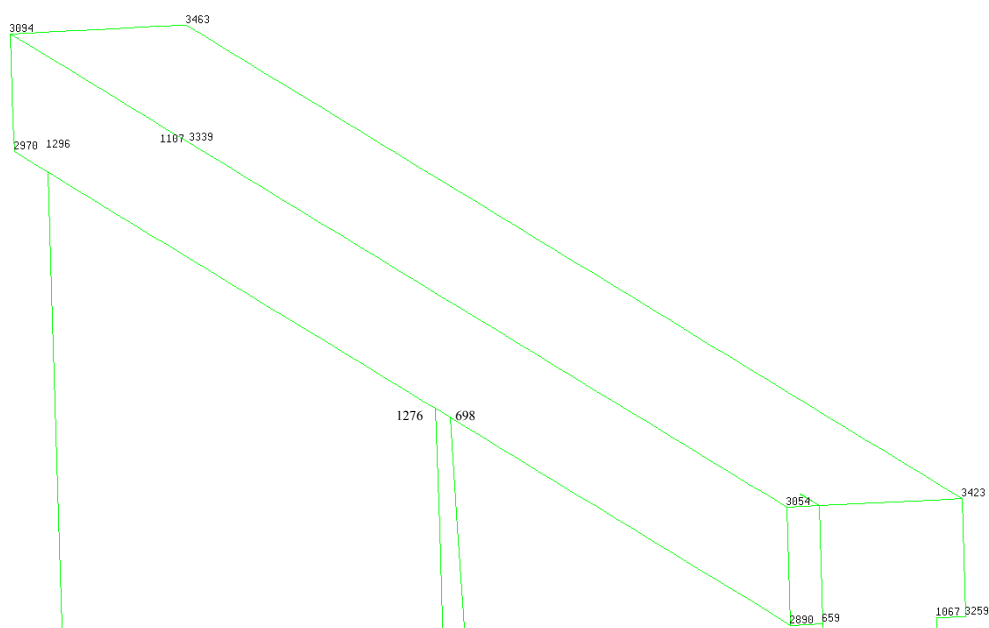


Figura 6.13 – Pormenor do topo: numeração dos nós que permitem definir a geometria.

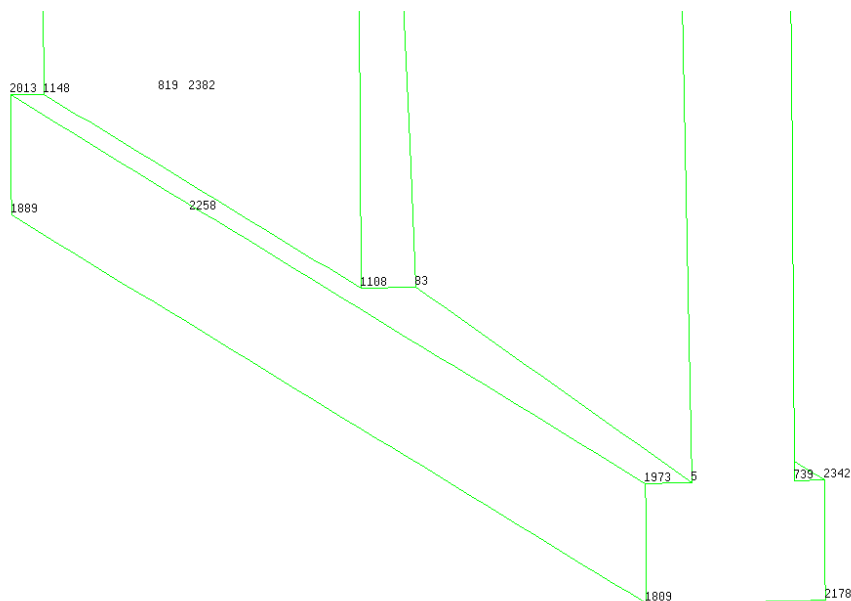


Figura 6.14 – Pormenor da base: numeração dos nós que permitem definir a geometria.

Quadro 6.1 – Coordenadas dos nós no referencial da Figura 6.12 (com origem no nó 1).

Nº	Coordenadas [m]			Nº	Coordenadas [m]		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	1973	0.000	0.000	-0.075
5	0.000	0.000	-0.036	2013	4.000	0.000	-0.075
83	2.000	0.000	-0.001	2178	0.000	-0.100	0.075
659	0.000	0.960	-0.047	2258	4.000	-0.100	0.075
698	2.000	0.960	-0.036	2342	0.000	0.000	0.075
739	0.000	0.000	0.050	2382	4.000	0.000	0.075
819	4.000	0.000	0.050	2890	0.000	0.960	-0.075
1067	0.000	0.960	0.050	2970	4.000	0.960	-0.075
1107	4.000	0.960	0.050	3054	0.000	1.060	-0.075
1108	2.000	0.000	-0.047	3094	4.000	1.060	-0.075
1148	4.000	0.000	-0.047	3259	0.000	0.960	0.075
1276	2.000	0.960	-0.047	3339	4.000	0.960	0.075
1296	4.000	0.960	-0.047	3423	0.000	1.060	0.075
1809	0.000	-0.100	-0.075	3463	4.000	1.060	0.075
1889	4.000	-0.100	-0.075				

6.3 Caracterização do betão: fluência à tração, monitorização da humidade e ensaios mecânicos

Com o objetivo de simular adequadamente o comportamento da estrutura laminar ensaiada utilizando os modelos descritos nos Capítulos 4 e 5, foi necessário realizar ensaios para aferição de algumas propriedades da mistura de betão utilizada. No Quadro 6.2 apresentam-se os

resultados relativos à campanha laboratorial de caracterização mecânica do betão, que correspondeu à classe de resistência C12/15, sendo que $f_{cm}(t)$ representa a resistência média à compressão em provetes cilíndricos, $E_{cm}(t)$ designa o módulo de elasticidade médio e $f_{ctm}(t)$ representa a resistência média à tração obtida através do ensaio de compressão diametral, sendo todas estas propriedades referentes à idade t (em dias). O betão utilizado na betonagem das peças prismáticas, da classe C40/50, corresponde exatamente à mesma mistura detalhada no Capítulo 3, cujas características mecânicas estão descritas no Quadro 3.4.

Quadro 6.2 – Resultados da campanha de caracterização do betão da classe C12/15.

Idade (dias)	$f_{cm}(t)$ (MPa)	$E_{cm}(t)$ (GPa)	$f_{ctm}(t)$ (MPa)
3	10.6	17.0	X
7	13.0	18.1	X
14	16.1	19.8	X
28	18.5	20.5	1.58

6.3.1 Retração e fluência em tração

A caracterização da fluência à tração do betão foi realizada através do sistema de ensaio VRF descrito no Capítulo 3. Sendo um ensaio já amplamente detalhado nesta dissertação, na Figura 6.15 e na Figura 6.16 apresenta-se apenas uma vista geral do sistema, onde é possível identificar o mecanismo de restrição axial do provete restringido, bem como o provete ‘dummy’ livre de restrições. O protocolo experimental adotado segue o indicado no subcapítulo 3.7.1. A bomba hidráulica que alimenta os atuadores hidráulicos responsáveis pela aplicação da força externa no ensaio foi substituída por uma de qualidade superior, que permite controlar a descarga do sistema (bomba de dupla ação, representada na Figura 6.16).

A caracterização respeitante ao betão da classe C12/15 está documentada na Figura 6.17 e na Figura 6.18, respetivamente em termos da deformação livre e da fluência específica (para HR=50%, T=20°C e uma tensão de tração aplicada de $55\% \times f_{ctm}(48h)$). A fluência à tração do betão da classe C40/50 já foi previamente apresentada na Figura 3.16.

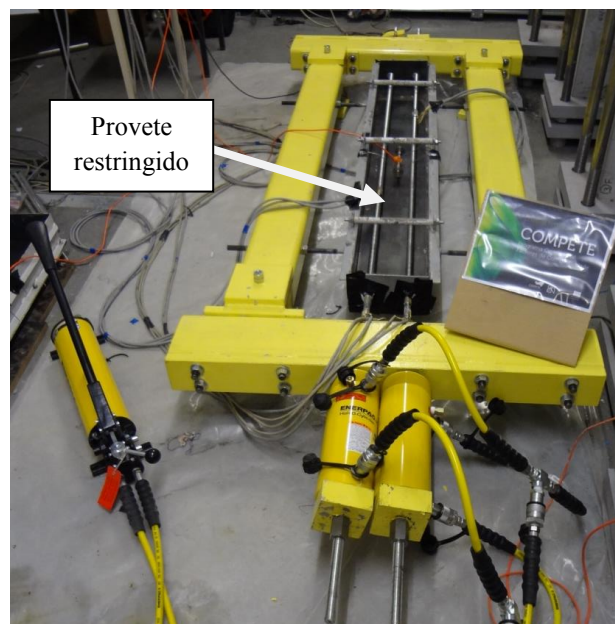


Figura 6.15 – Preparação do VRF para caracterização do betão da estrutura laminar.

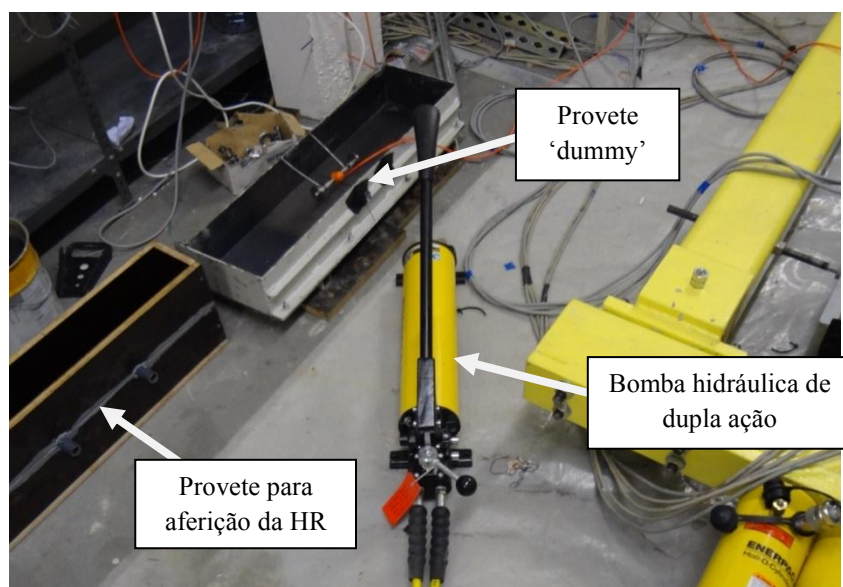


Figura 6.16 – Preparação para a caracterização do betão no VRF, na câmara climática.

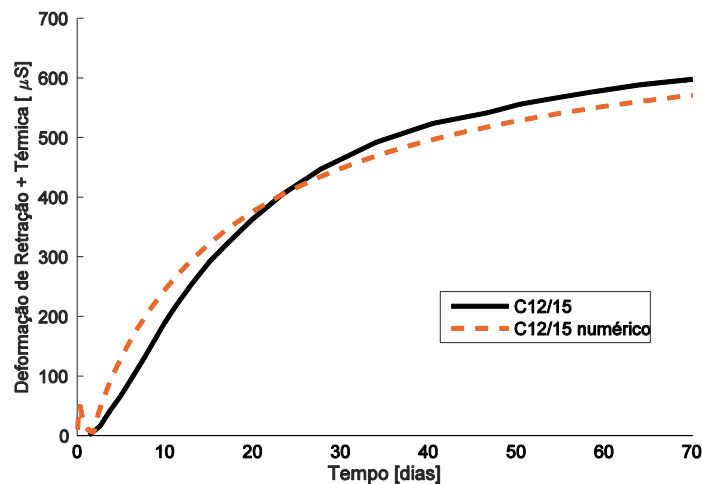


Figura 6.17 – Deformação do betão no provete livre (extensão de retração + térmica) do betão C12/15 ('dummy' D1).

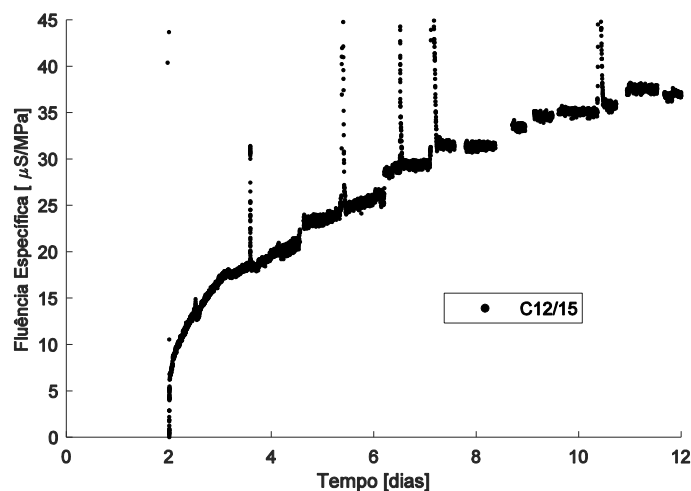


Figura 6.18 – Fluência específica em tração do betão C12/15.

6.3.2 Monitorização da humidade

Para caracterizar o modelo de humidade a utilizar na estrutura laminar, procedeu-se à monitorização do perfil da humidade interna de um provete de dimensões $0.20 \times 0.10 \times 0.75 \text{ m}^3$ de betão da classe C12/15, colocado junto ao VRF - ver Figura 6.16. A geometria deste provete, idêntica à do 'dummy' do ensaio VRF, permitiu comparar a retração numérica do modelo THM com as medições experimentais (note-se que o 'dummy' no ensaio VRF mede as deformações livres do betão). A monitorização de H neste provete foi efetuada às profundidades de 1cm, 3cm e 5cm, como assinalado na Figura 6.19.

Após a betonagem, o provete de betão foi monitorizado no interior de uma câmara climática, com $T = 20^\circ\text{C}$ e $H = 50\%$. Na Figura 6.20 apresentam-se os valores da H medidos no interior do provete. Importa referir que houve o cuidado de garantir uma correta selagem dos provetes

aplicando uma película de plástico nas superfícies livres do betão até 2 dias após a betonagem. Após este período inicial procedeu-se à descofragem dos provetes, e aplicaram-se várias camadas de parafina em quatro superfícies de cada provete - de forma a impedir a secagem nestas faces - garantindo assim uma secagem unidirecional na direção paralela aos tubos embebidos.

É também de referir que se pretendia realizar um procedimento idêntico para medição da H do betão no provete ‘dummy’ que se encontra representado na Figura 6.7, posicionado na nave do laboratório junto à estrutura laminar a ser ensaiada. No entanto, na fase da betonagem a cofragem deste provete acabou por apresentar deformações significativas na zona em que se posicionaram os tubos para a medição da humidade interna no betão, tendo-se optado por não realizar as respetivas medições de H .

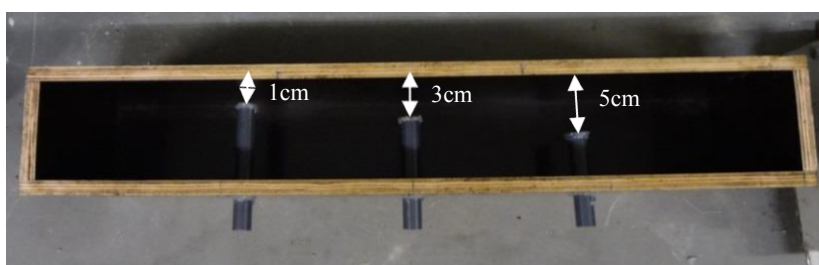


Figura 6.19 – Tubos para medição da humidade relativa no betão – ‘dummy’ na câmara climática.

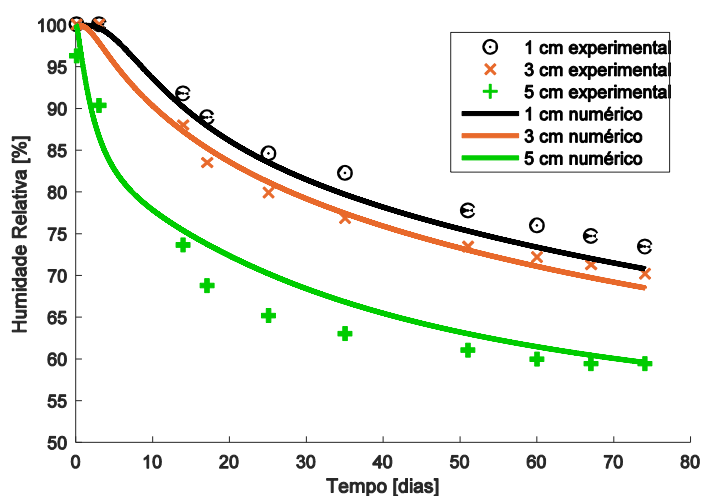


Figura 6.20 – Evolução de H no ‘dummy’ colocado na câmara climática: experimental vs. numérico.

6.4 Simulação numérica do ensaio da estrutura laminar

No presente subcapítulo apresentam-se três análises numéricas distintas: (i) duas simulações dos provetes ‘dummy’ para medição da H , com o objetivo de determinar numericamente as deformações volumétricas impostas à estrutura laminar; (ii) uma simulação mecânica do ensaio de restrição da estrutura laminar, tendo em vista avaliar a capacidade das metodologias

propostas para realizarem uma adequada modelação de estruturas de BA de larga escala sob deformações restringidas, nomeadamente em termos da fendilhação expectável.

6.4.1 Simulação numérica das deformações impostas

Conforme explicado, pretende-se avaliar numericamente as deformações internas do betão, informação que será um dado essencial para a simulação do ensaio de restrição na estrutura laminar. Durante a campanha experimental procedeu-se à monitorização das deformações livres de dois ‘dummy’ associados ao betão da classe C12/15: (i) um primeiro ‘dummy’ (D1) com geometria $0.20 \times 0.10 \times 0.75 \text{ m}^3$ e monitorizado no interior da câmara climática, cuja deformação total se encontra representada na Figura 6.17 – este ‘dummy’ é utilizado no controlo do ensaio VRF, e servirá também para aferição dos parâmetros necessários ao modelo de humidade, mediante a comparação da retração prevista numericamente com a retração medida; (ii) um segundo ‘dummy’ (D2) com geometria $1.00 \times 0.10 \times 1.00 \text{ m}^3$ e monitorizado junto da estrutura laminar (Figura 6.7), que permite medir as deformações num provete sem restrições externas, submetido às mesmas temperatura e humidade relativa que a estrutura laminar. Pretende-se assim utilizar os parâmetros numéricos ajustados através do ‘dummy’ D1, e simular numericamente as deformações livres a considerar no ensaio de restrição da estrutura laminar, que podem ser validadas por comparação com as deformações livres no ‘dummy’ D2.

6.4.1.1 Modelo térmico

Os provetes em estudo, face à sua pequena espessura, apresentam uma diminuta geração de calor associada à hidratação do cimento, não tendo sido por isso efetuada nenhuma caracterização específica relativa a propriedades térmicas. Foram, portanto, usados valores de referência com base em estimativas indexadas à composição do betão e natureza dos agregados utilizados (origem granítica), de acordo com as metodologias referidas em Azenha [2]. Os valores estimados para a condutividade térmica e calor específico do betão são, respetivamente, $k = 2.60 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ e $\rho c = 2400 \text{ JK}^{-1}\text{m}^{-3}$. No que diz respeito à geração interna de calor devido à hidratação do cimento, foram aplicados os valores de referência propostos no subcapítulo 4.8.1, dado que o tipo de cimento utilizado foi idêntico. Como dados relevantes para a modelação térmica referem-se os seguintes: temperatura exterior no ‘dummy’ D1 $T = 20^\circ\text{C}$, enquanto no ‘dummy’ D2 se considerou uma variação linear entre 27°C e 17.5°C durante os primeiros 72 dias de ensaio (valores medidos com recurso aos PT100 posicionados externamente); 280 kg/m^3 de cimento CEM I 42.5R; $E_a = 38.38 \text{ kJmol}^{-1}$; $R = 8.314 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$; $A_T = 2.645 \times 10^7$ e a função $f(\alpha_T)$ que se encontra representa na Figura 4.15. Para as fronteiras térmicas livres dos provetes foi adotado um coeficiente de convecção/radiação $h_{cr} = 10.0 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$. Relativamente ao período em que os provetes se encontravam no interior da cofragem (2 dias iniciais), utilizou-se um valor de $h_{cr} = 5.0 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$. Note-se que a espessura do contraplacado utilizado na cofragem é de 18mm, com um valor de $K = 0.15 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$.

6.4.1.2 Modelo de humidade

Os parâmetros do modelo de humidade foram estimados através da análise dos resultados experimentais obtidos no provete onde se realizou a medição da humidade relativa interna. Assim, de forma similar ao procedimento indicado no subcapítulo 4.8.2, e no sentido de simular adequadamente os fluxos de humidade interna nos provetes de betão, implementou-se um modelo simples 1D com base nas Eqs 2.47 e 2.48, estando as condições fronteiras definidas através da Eq. 2.49. A robustez desta técnica foi demonstrada no Capítulo 4, onde se conseguiram modelar adequadamente os perfis de humidade para 3 provetes ensaiados com geometrias distintas, utilizando sempre os mesmos parâmetros numéricos estimados. Relativamente à difusividade da humidade os parâmetros de modelação inferidos foram: $n = 2$, $D_1 = 6.80 \times 10^{-10}$, $H_c = 0.8$ e $\alpha_H = 0.0967$. Para o coeficiente de transmissão nas fronteiras considerou-se o valor $h_m = 6.70 \times 10^{-8}$. Conforme se pode verificar na Figura 6.20, é possível com recurso a este modelo simplificado estabelecer um elevado grau de correspondência para as diferentes profundidades em que se monitorizou a evolução da humidade relativa no provete D1. É importante referir que a humidade relativa no exterior do ‘dummy’ D1 é constante e igual a $H = 50\%$, dado que o ensaio se desenvolve no ambiente de uma câmara climática. Relativamente ao ‘dummy’ D2 assumiu-se uma humidade relativa exterior de $H = 80\%$.

6.4.1.3 Modelo mecânico

Os modelos mecânicos adotados para os ‘dummy’ D1 e D2 são similares, e tiveram como base a utilização dos parâmetros de modelação associados ao betão da classe C12/15, de acordo com o Eurocódigo 2 [64]. Os valores das resistências média à compressão e à tração foram determinados com recurso aos ensaios mecânicos apresentados no Quadro 6.2. A evolução temporal do módulo de elasticidade do betão baseou-se na proposta do Eurocódigo 2 [64]

$$E = E_{cm} \left[\exp \left(s \left(1 - \left[\frac{28}{t} \right]^{0.5} \right) \right) \right]^{0.3}$$

com $E_{cm} = 20.5 \text{ GPa}$ e $s = 0.35$. Os parâmetros para a simulação da fluência foram determinados com base no ensaio de fluência à tração, que se iniciou 2 dias após a betonagem, tendo resultado o seguinte conjunto de parâmetros para aplicação da Lei da Dupla Potência: $t' = 1.92$ dias, $\phi_1 = 0.28$, $m = 0.10$ e $n = 0.33$. Na Figura 6.21 é possível verificar a boa correspondência entre os resultados experimentais no ensaio VRF e a simulação da fluência estimada pela Lei da Dupla Potência para o betão da classe C12/15.

Relativamente ao modelo de fendilhação utilizou-se a metodologia aplicada no Capítulo 4, com base num modelo multidirecional de fendas fixas (cuja descrição em detalhe é realizada no Capítulo 2), sendo que as propriedades de fratura adotadas na presente simulação, tendo em conta a classe de betão, foram $G_f = 123.4 \text{ N/m}$ e $\beta = 0.2$. Para o coeficiente de dilatação térmica, e tendo em conta a natureza granítica dos agregados, foi considerado o valor de referência $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Conforme explicado no Capítulo 4, um dos aspetos mais relevantes no presente modelo numérico é a relação entre a humidade interna do betão e a retração a tempo infinito livre associada. Neste capítulo expressou-se a relação entre o diferencial de retração relativa, $\Delta\varepsilon_{sh}$, e a humidade relativa interna, H , nos provetes de betão com base na proposta de Kwak [63], isto é, $\Delta\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,c,ult}[0.97 - 1.895(H - 0.2)^3]$. Através da representação dos valores da retração em relação ao inverso do tempo, é possível estimar o valor assintótico da retração a tempo infinito para $H = 50\%$, que pela análise da Figura 6.22 se definiu como $680\mu\varepsilon$. Adotou-se assim um valor correspondente de $\varepsilon_{sh,c,ult} = 740 \times 10^{-6}$. Este processo de monitorização de dois ‘dummy’ distintos revelou-se assim importante, no sentido de poder prever a retração a tempo infinito no ‘dummy’ D2, sendo este um dado essencial no modelo de simulação do ensaio restringido. O valor obtido para a retração a tempo infinito com humidade relativa de 80% foi de $484\mu\varepsilon$.

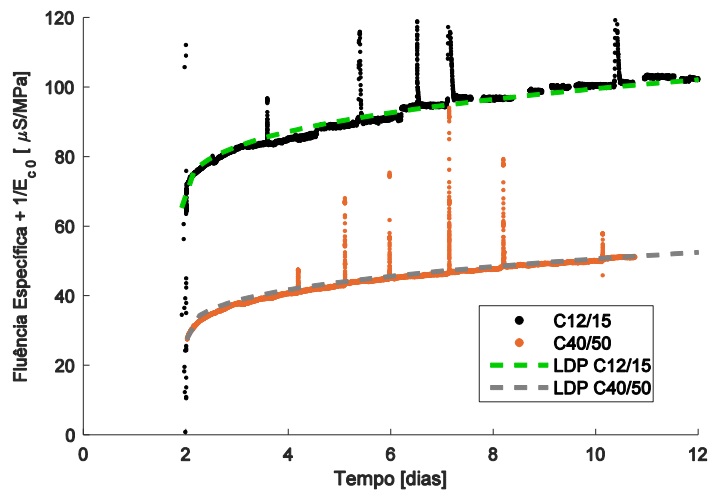


Figura 6.21 – Fluência específica em tração obtida no ensaio com carregamento aos 2 dias e ajuste numérico da Lei de Dupla Potência. Betão da classe C12/15: $t'=1.92$ dias; $\phi_1=0.28$; $m=0.10$; $n=0.33$. Betão da classe C40/50: $t'=2.02$ dias; $\phi_1=0.50$; $m=0.30$; $n=0.35$.

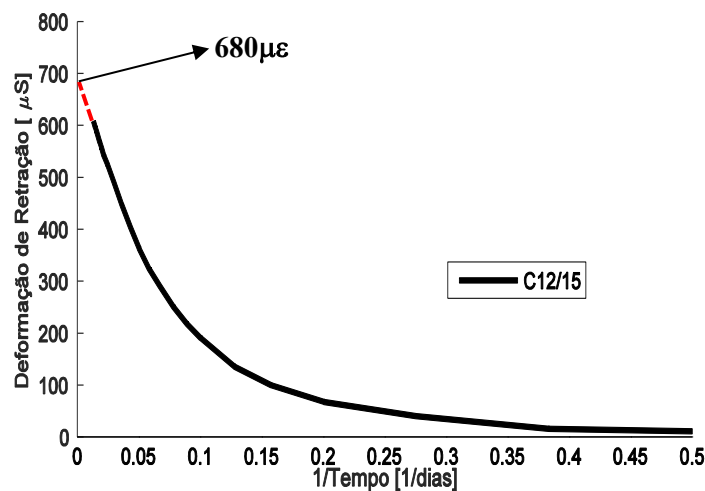


Figura 6.22 – Deformação retração monitorizada no ‘dummy’ D1 em função do inverso do tempo.

6.4.1.4 Aplicação do modelo THM

As simulações numéricas foram desenvolvidas assumindo uma discretização 3D, de forma a ser possível simular os fluxos térmicos que ocorrem ao longo das três direções em ambos os ‘dummy’. De forma similar aos provetes ensaiados no Capítulo 4, tirou-se proveito dos 3 planos de simetria existentes, que se encontram esquematizados na Figura 6.23a, enquanto na Figura 6.23b se apresentam as condições de apoio consideradas. Para o ‘dummy’ D1 adotou-se uma malha com geometria de $0.10 \times 0.05 \times 0.375 \text{ m}^3$, composta por 432 EF sólidos de 8 nós (integração reduzida), compreendendo um total de 637 nós. O ‘dummy’ D2 apresenta uma malha com geometria de $0.50 \times 0.05 \times 0.50 \text{ m}^3$, formada por 1536 EF de 8 nós (integração reduzida) e 2023 nós. Em ambas as discretizações a densidade da malha é maior junto das superfícies externas do provete, para atender aos maiores gradientes térmicos e hídricos expectáveis nestas zonas. De forma a garantir a independência dos resultados numéricos em relação à malha de EF adotada, procedeu-se à realização de análises de sensibilidade variando a discretização, tendo-se concluído pela adequação das malhas adotadas.

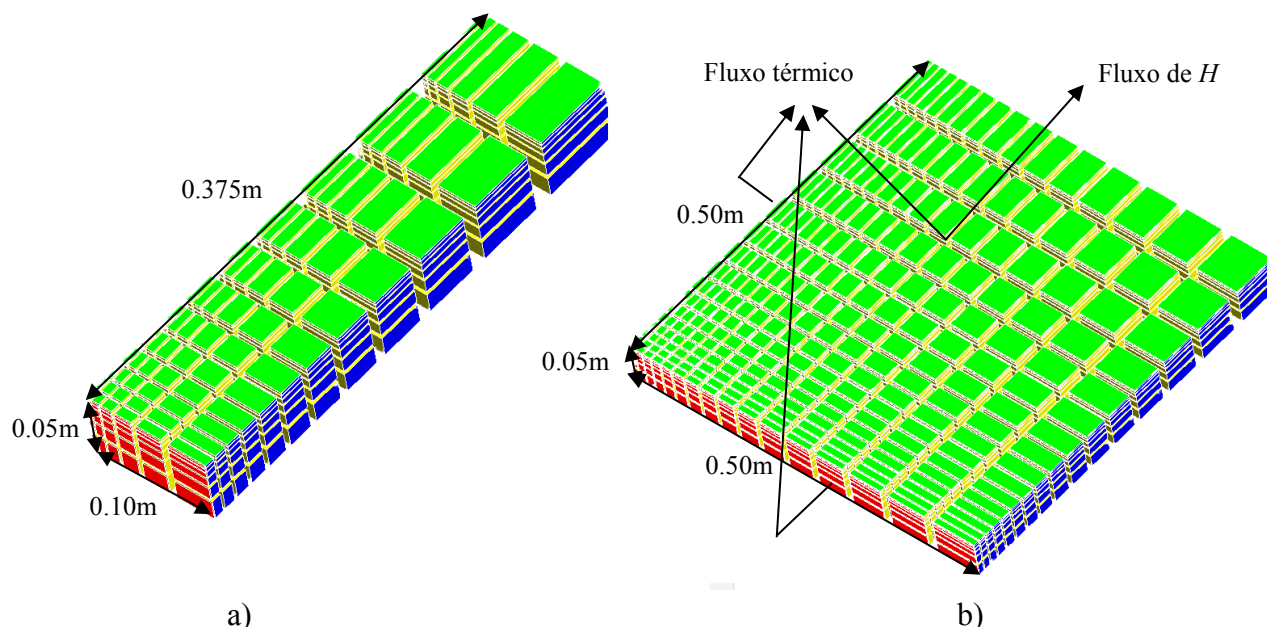


Figura 6.23 – Malhas de EF adotadas e condições fronteira nos ‘dummy’: a) D1; b) D2.

Relativamente às condições fronteira do modelo térmico, na Figura 6.23 é possível observar que as superfícies a azul (planos de simetria) correspondem a faces onde não é permitido o fluxo de calor (condições adiabáticas). As superfícies a verde e vermelho durante os primeiros 2 dias de ensaio têm em conta o facto de estarem em contacto com a cofragem, sendo que após este período são consideradas como estando em contacto direto com o meio ambiente.

Quanto às condições fronteira do modelo de humidade, as superfícies a azul representam faces onde se impede qualquer troca de humidade com o exterior. Na superfície a verde, em contacto com o ambiente envolvente, a secagem do provete é permitida, enquanto que as superfícies a vermelho correspondem às faces seladas do provete, logo sem quaisquer fluxos de humidade.

Na simulação numérica dos ‘dummy’ D1 e D2 utilizaram-se, respetivamente, 180 e 448 EF planos de 4 nós para a simulação das condições fronteira. Em ambas as simulações numéricas adotou-se a seguinte estratégia relativamente à discretização temporal: 40 incrementos de 3600s, seguidos de 20 incrementos de 14400s, 20 de 57600s e 56 de 86400s. Trata-se de uma análise numérica correspondente a um período temporal de 74 dias.

Relativamente ao ‘dummy’ D1, a comparação dos resultados numéricos com os experimentais está representada na Figura 6.17. Conforme é possível observar, o modelo consegue captar as deformações de retração livre do provete de betão que se encontra no interior da câmara climática, sendo assim uma validação adicional dos parâmetros de humidade adotados – estes resultados eram expectáveis face ao bom comportamento demonstrado pelo modelo THM no Capítulo 4 em provetes com geometrias e condições de secagem similares. Os resultados numéricos associados ao ‘dummy’ D2 são apresentados na Figura 6.24, em comparação com os resultados experimentais registados pelo sensor de cordas vibrantes embebido no betão. Considera-se que o modelo conseguiu captar adequadamente as deformações livres deste provete, que englobam deformações térmicas significativas além das deformações de retração. Tendo em conta que se trata de um ensaio com humidade e temperatura ambiente não controlados, os resultados numéricos obtidos apresentam um grau de rigor assinalável.

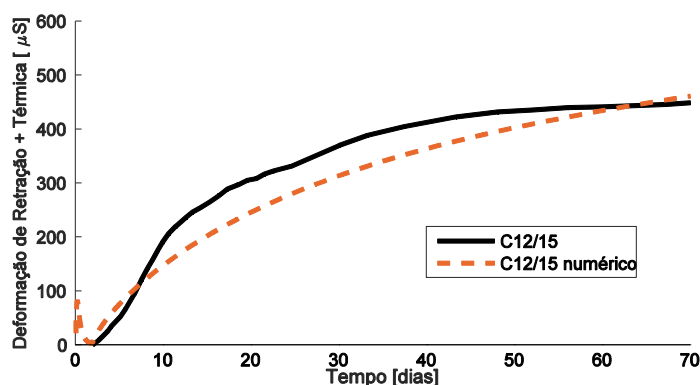


Figura 6.24 – Deformação livre no ‘dummy’ D2 (deformação de retração + térmica).

6.4.2 Simulação numérica da estrutura laminar

A simulação do ensaio da estrutura laminar restringida recorreu a uma metodologia numérica apoiada nos modelos apresentados no Capítulo 5, com recurso a malhas de EF pouco refinadas, realizando uma análise macro da estrutura assumindo propriedades médias para modelação do comportamento do betão. Considerou-se a armadura embebida nos EF que representam o betão, assumindo um comportamento perfeitamente aderente na interface entre o aço e o betão.

Adotou-se uma discretização 3D – em consequência da configuração final que a geometria do modelo veio a assumir por falha do sistema de cofragem –, tendo-se utilizado 2396 EF de 8 nós e um esquema de integração reduzido. A totalidade do modelo apresenta 3463 nós. Face ao protocolo experimental implementado, foi necessário dividir a simulação numérica em duas fases: (i) uma primeira correspondente aos primeiros 50 dias de ensaio, onde apenas se

modelaram as peças prismáticas que impõem a restrição, betonadas inicialmente; (ii) uma segunda fase com 70 dias de duração, que engloba além das peças prismáticas, a zona central correspondente à estrutura laminar.

6.4.2.1 Comportamento do betão e das armaduras

Na presente simulação a fendilhação é reproduzida através de um modelo multidirecional de fendas fixas, procedendo-se a uma decomposição das extensões que ocorrem nos elementos de betão que permite combinar os efeitos não-lineares da fendilhação com outros fenómenos, tais como a fluência e a retração. São admitidas fendas múltiplas em cada ponto de integração, mas o ângulo entre elas não pode ser inferior a um ângulo limite, para o qual se estipulou o valor de 60° . A deformação total do betão é decomposta em componentes dependentes e independentes da tensão, assim como numa deformação associada à abertura de fendas. A abertura de fendas é calculada através de um pós-processamento posterior à análise mecânica, que consiste na integração da extensão relativa à abertura de fendas ao longo do comprimento em que ocorre deslizamento entre o aço e o betão. A geometria da estrutura analisada e a correspondente distribuição de armaduras permitiu considerar que a totalidade do betão se pode considerar como tendo um comportamento efetivo na retenção das tensões de tração após ocorrer fendilhação. Por este motivo, adotou-se um diagrama tensão-extensão de ‘tension stiffening’ com a configuração indicada na Figura 5.6, correspondente à Alternativa 2 com $k = 0.5$, utilizando a formulação proposta no Capítulo 5 que permite adotar malhas relativamente refinadas sem interferir na qualidade dos resultados numéricos obtidos. O valor de β que define os diagramas com base na lei de ‘tension stiffening’ é 0.4 [135], uma vez que se pretendem realizar análises onde os fenómenos da fluência e retração assumem um papel significativo.

A dimensão longitudinal da malha de EF na Alternativa 2 é definida com base no valor do espaçamento entre fendas que pode ser definido como $2L_{t,max}$ ou $4/3L_{t,max}$ (ver Eq. 5.1 e Eq. 5.2, respetivamente), consoante se pretende estudar o comportamento da estrutura de betão armado em fase de formação de fendas, ou em fase de fendilhação estabilizada. O padrão de fendilhação final obtido no ensaio é significativamente extenso, o que demonstra que a análise da estrutura laminar engloba o período de transição entre as duas fases mencionadas. Por este motivo decidiu-se adotar o valor do espaçamento médio entre fendas real observado experimentalmente, correspondente a 0.20m – que se encontra em concordância com os valores limite fornecidos pelas Eqs. 5.1 e 5.2, que são 0.25m e 0.17m, respetivamente. Logo, tendo em conta o valor de $k = 0.5$, o valor definido para a dimensão longitudinal dos EF foi de 0.10m.

Relativamente às propriedades mecânicas do betão, foram considerados os valores obtidos nos ensaios mecânicos indicados no Quadro 6.2 e no Quadro 3.4, correspondentes ao betão da classe C12/15 utilizado na estrutura laminar, e ao da classe C40/50 adotado na peças que induzem a restrição. A energia de fratura, estimada de acordo com o MC2010 [53], resultou no valor de $G_f = 123\text{N/m}$ para o betão C12/15 e em $G_f = 148\text{N/m}$ para o C40/50. Os parâmetros para a simulação da fluência basearam-se nos resultados experimentais dos ensaios de fluência à tração realizados com início aos 2 dias de idade, documentados na-Figura 6.21. Obtiveram-se, assim, os seguintes dois conjuntos de parâmetros para aplicação da Lei da Dupla Potência (ver

Eq. 2.67): (i) betão C12/15: $t' = 1.92$ dias, $\phi_1 = 0.28$, $m = 0.10$ e $n = 0.33$; (ii) betão C40/50: $t' = 2.02$ dias, $\phi_1 = 0.50$, $m = 0.30$ e $n = 0.35$.

Inicialmente pretendia-se que as deformações por retração e térmicas a considerar para o betão da estrutura laminar fossem baseadas nas deformações livres a registar no ‘dummy’ D2. No entanto, a anomalia que veio a afetar a geometria final da estrutura laminar invalidou esta estratégia, tendo por isso sido necessário realizar estimativas das deformações a considerar na metade desta estrutura cuja espessura foi significativamente modificada. Na Figura 6.24 é possível observar a deformação volumétrica prescrita nos EF de betão correspondentes à metade da estrutura laminar representada a verde na Figura 6.25, para a qual a caracterização do ‘dummy’ D2 é adequada. Na Figura 6.25 é possível identificar também 3 zonas da estrutura laminar com espessuras médias distintas do ‘dummy’ D2, com valores de 67.0mm, 81.5mm e 90.0mm (zonas a azul, rosa e cinzento, respetivamente). De forma a estimar as deformações volumétricas livres a prescrever nestas zonas, e tendo em conta o bom comportamento do modelo THM demonstrado na Figura 6.24, procedeu-se à simulação de provetes fictícios com as espessuras médias indicadas, seguindo exatamente a metodologia aplicada ao ‘dummy’ D2. Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 6.26. Na Figura 6.25 é possível ainda observar que se considerou um comportamento elástico nas extremidades das peças que impõe a restrição à estrutura laminar. Desta forma, é possível evitar o aparecimento de fendas associadas à concentração de tensões que ocorre nas zonas de aplicação das forças externas, algo que se encontra validado pelo ensaio experimental, uma vez que as zonas em questão não apresentam qualquer fenda.

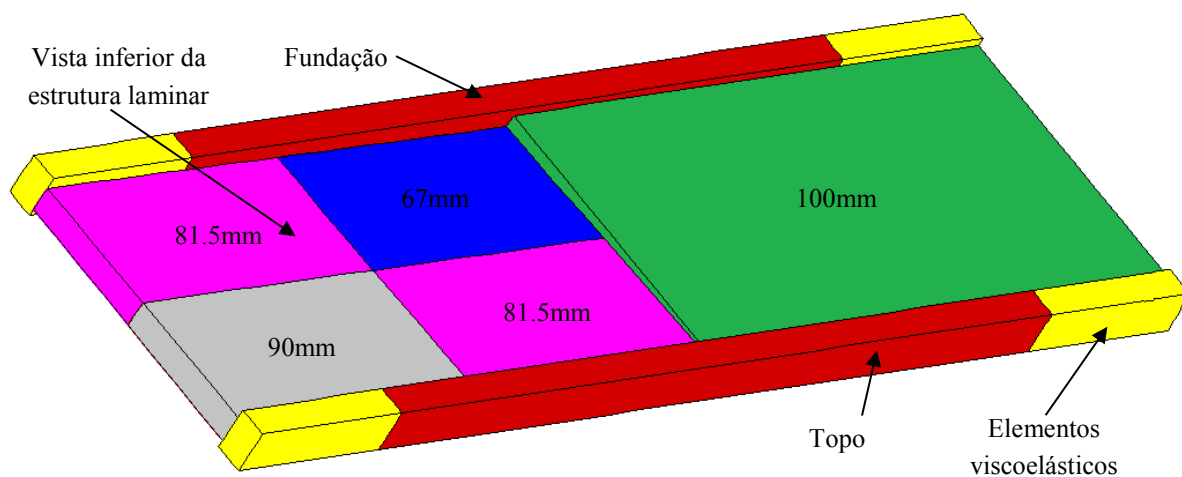


Figura 6.25 – Distribuição dos materiais e espessuras na simulação numérica da estrutura laminar.

As deformações volumétricas livres das peças constituídas pelo betão C40/50 têm por base a medição experimental da retração de secagem indicada na Figura 3.10 (simplificação aceitável, dado que a secção transversal do provete ‘dummy’ do ensaio VRF e das peças que impõe a restrição no presente ensaio são bastante similares), e a variação térmica medida pelo sensor PT100. Importa referir que a influência desta simplificação é realmente reduzida, uma vez que

se garantiu uma pré-compressão nestas peças de betão, e se impediu a respetiva secagem a partir do 47º dia de ensaio, ou seja, antes de se realizar a betonagem da estrutura laminar.

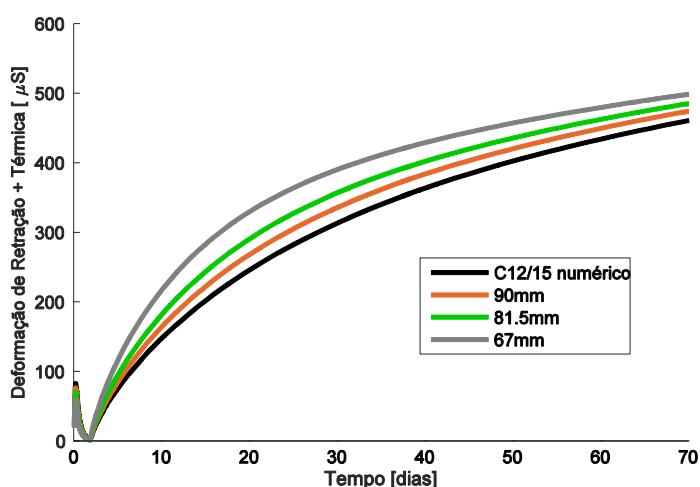


Figura 6.26 – Deformações livres em provetes com espessuras de 67.0mm, 81.5mm, 90.0mm e 100mm (D2 – C12/15 numérico).

6.4.2.2 Faseamento construtivo e incrementos de tempo

A 1ª fase da análise numérica utiliza a malha de EF representada na Figura 6.27, correspondente aos primeiros 50 dias de ensaio, onde apenas se encontram betonadas as peças prismáticas responsáveis pela imposição da restrição à estrutura laminar. Na Figura 6.27 estão também representadas as condições de apoio, tendo sido necessário, nesta fase, impor restrições de deslocamentos distintas das do modelo completo, de forma a impedir movimentos de corpo rígido de ambas as peças. Todas as restrições foram impostas no plano médio: nas extremidades impediram-se os deslocamentos verticais e transversais, e na zona central foram impedidos os deslocamentos axiais.

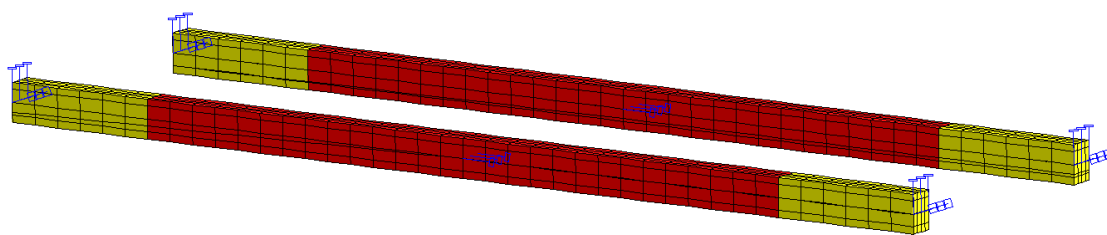


Figura 6.27 – Malha de EF da 1ª fase da análise numérica.

Na Figura 6.28 e na Figura 6.29 é possível observar a malha de EF adotada na 2ª fase da simulação numérica, nomeadamente a vista superior e inferior da estrutura laminar. Conforme é possível observar, a geometria considerada reproduz a anomalia detetada na zona inferior da estrutura, o que aumentou consideravelmente a complexidade da malha de EF.

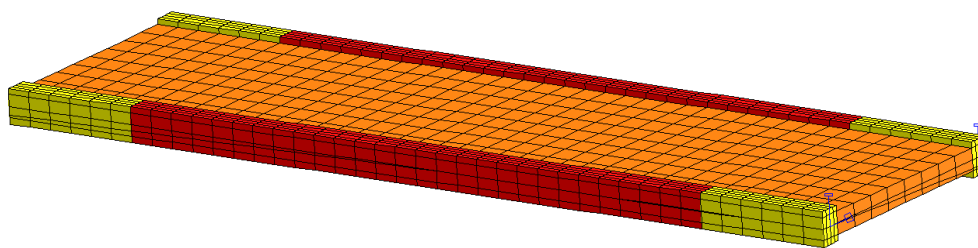


Figura 6.28 – Malha de EF da 2ª fase da análise numérica - vista superior.

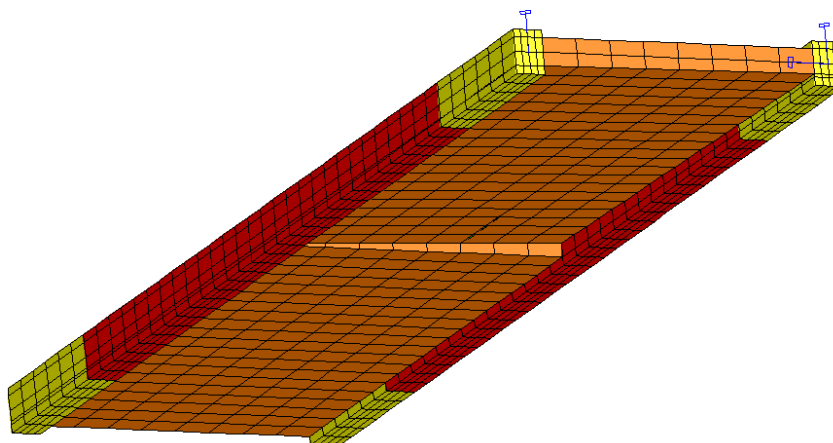


Figura 6.29 – Malha de EF para a 2ª fase da análise numérica - vista inferior.

Relativamente à discretização temporal adotou-se uma distribuição dos incrementos de tempo que permitisse simular o protocolo experimental e obter um padrão de fendilhação controlado. Assim, na 1ª fase adotaram-se 20 incrementos de 4320s, seguidos de 92 incrementos de 43200s, 100 de 0.1s (onde se simula a libertação da tensão de tração pré-imposta aos varões de aço, de forma a garantir o estado de pré-compressão nas peças prismáticas aos 47 dias de idade) e 6 de 43200s, completando os 50 dias de ensaio prévios à 2ª fase de betonagem. Na 2ª fase os incrementos de tempo impostos foram: 3 incrementos de 43200s, seguidos de 500 incrementos de 0.02s (que permitem simular a imposição de um estado de tração na estrutura laminar, através da solicitação à tração dos varões das duas peças prismáticas) e 1370 de 4320s, perfazendo os 70 dias de ensaio associados à 2ª fase do ensaio, num total de 120 dias de ensaio.

6.5 Apresentação e discussão dos resultados experimentais e numéricos

Na presente secção apresentam-se os resultados experimentais do ensaio da estrutura laminar e os respetivos resultados numéricos, de forma a facilitar a comparação entre ambos. Os resultados serão apresentados em sequência cronológica, salientando-se que a observação experimental do padrão de fendilhação do betão ocorreu em cinco idades distintas: *(i)* antes de aplicar a pré-compressão nas peças prismáticas (aos 47 dias de ensaio); *(ii)* após a descofragem da estrutura laminar, mas antes de aplicar o estado de tração inicial (aos 52 dias de ensaio); *(iii)* após aplicar o estado de tração inicial na estrutura laminar (aos 53 dias de ensaio); *(iv)* aos

75 dias de ensaio e (v) aos 120 dias de ensaio. A observação do padrão de fendilhação foi realizada visualmente com o auxílio de um espelho, uma vez que o posicionamento da face inferior da estrutura, a cerca de 0.20m da laje de reação, não permitiu a inserção sob o painel central de qualquer instrumento de ampliação (microscópico, fissurómetro, *etc.*).

A primeira inspeção aos 47 dias de idade realizada às peças prismáticas, antes da aplicação da carga de compressão, não revelou qualquer indício de fendilhação. Esta constatação é confirmada pelo modelo numérico – ver Figura 6.30 –, que esquematiza as tensões nas peças prismáticas que são originadas pela ação do peso próprio e pelo efeito da restrição à retração induzida pelos varões $\phi 25$, atingindo-se uma tração máxima de 1.7MPa, bastante inferior à resistência $f_{ctm} = 3.5$ MPa expectável para o betão da classe C40/50.

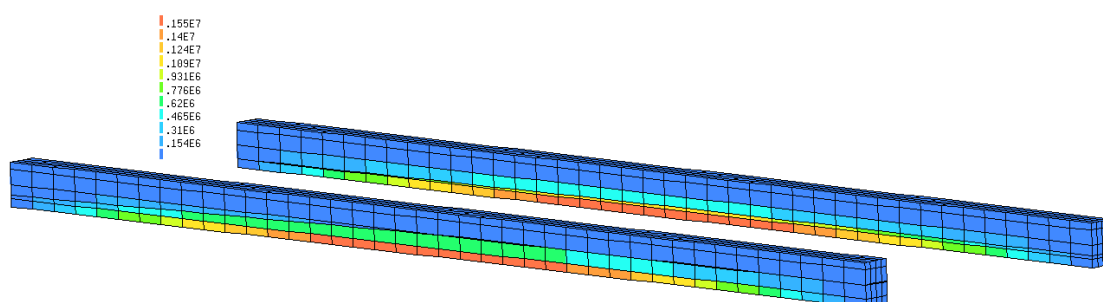


Figura 6.30 – Tensões no betão (Pa) das peças prismáticas antes da aplicação da pré-compressão.

Relativamente à segunda inspeção, realizada após a descofragem da estrutura laminar aos 52 dias, também não foi detetada qualquer evidência de fendilhação, mesmo tendo em conta a ação do efeito adicional de flexão que é induzido na estrutura laminar pelo peso próprio. O modelo numérico revela estar em concordância com a observação experimental, tal como é visível na Figura 6.31 e na Figura 6.32, sendo que aos 52 dias de ensaio a tensão máxima de tração que é atingida no betão na face inferior do painel central é ~ 0.9 MPa.

Conforme explicado, aos 53 dias de ensaio procedeu-se à aplicação do carregamento longitudinal da estrutura através da tração dos varões $\phi 25$ embebidos nas peças prismáticas, quer através do sistema hidráulico, quer manualmente. Após este procedimento efetuou-se a terceira inspeção, realizando o levantamento do padrão de fendilhação na estrutura laminar, que se encontra reproduzido na Figura 6.33: a linha azul assinala a secção onde ocorre a descontinuidade da espessura do painel central, enquanto a linha vermelha assinala o padrão de fendilhação, que apenas surgiu na face inferior da estrutura. Conforme se constata, formam-se 3 fendas na metade esquerda da estrutura, que se prolongam transversalmente ao longo de toda a largura do painel central; na metade direita ocorre apenas uma fenda nestas condições.

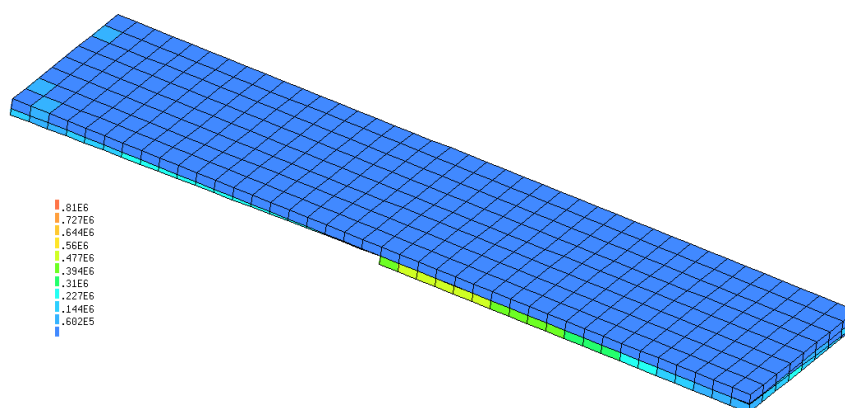


Figura 6.31 – Tensões (Pa) na estrutura laminar aos 52 dias de ensaio (vista superior).

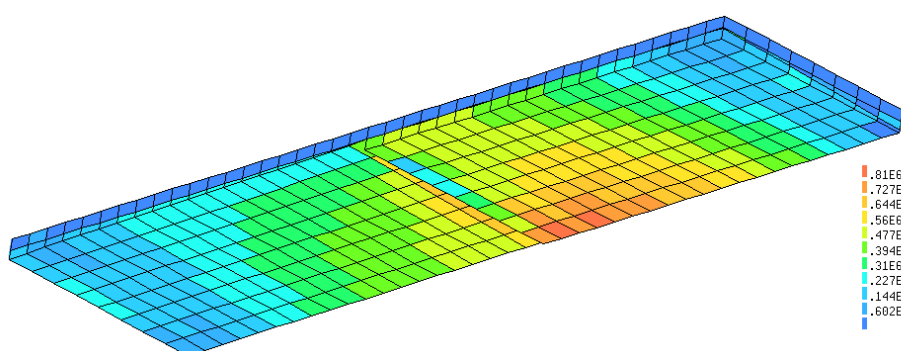


Figura 6.32 – Tensões (Pa) na estrutura laminar aos 52 dias de ensaio (vista inferior).

Na Figura 6.34 apresenta-se a previsão numérica do padrão de fendilhação na face inferior da estrutura laminar aos 53 dias de ensaio, logo após a indução de um estado de tração na estrutura por solicitação dos varões $\phi 25$ embebidos nas peças prismáticas. A face superior não se encontra representada, uma vez que não apresenta qualquer fenda, em correspondência com as observações experimentais. Comparando os resultados experimentais documentados na Figura 6.33, relativos à face inferior, com os resultados numéricos apresentados na Figura 6.34, constata-se que existe alguma discrepância. Os resultados experimentais evidenciam a formação de 3 fendas completas no painel do lado esquerdo, e uma fenda completa no painel do lado direito. O modelo numérico capta adequadamente a tendência para a fendilhação na zona central (pela ação do peso próprio), porém apenas prevê a formação de duas fendas completas (dado que a fendilhação esquematizada a azul representa fendas com aberturas de fendas muito reduzidas, ainda na iminência de formarem fendas completas). No entanto, esta diferença pode ser justificada por diferenças diminutas existentes na aferição das deformações impostas, ou no cálculo da resistência à tração do betão, que é reportadamente uma propriedade com variabilidade significativa.

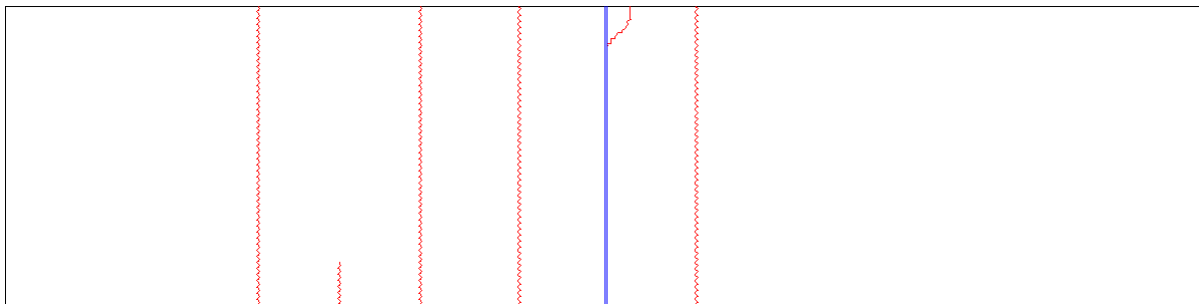


Figura 6.33 – Padrão de fendilhação observado aos 53 dias de ensaio, após início da tração dos varões $\phi 25$ (face inferior).

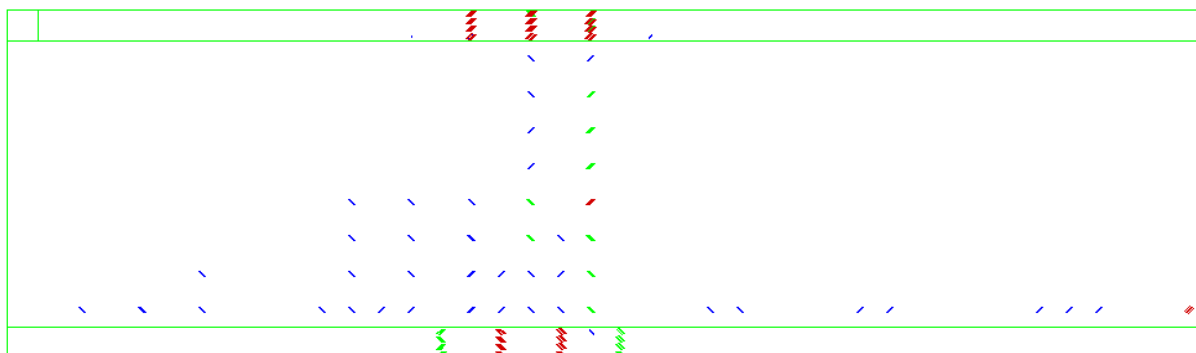


Figura 6.34 – Padrão de fendilhação numérico aos 53 dias de ensaio, após início da tração dos varões $\phi 25$ (face inferior).

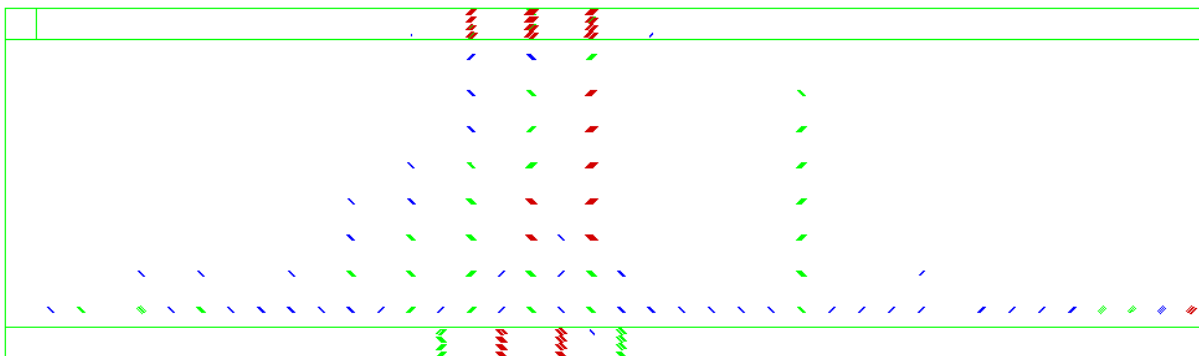


Figura 6.35 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face inferior).

No sentido de comprovar esta justificação, apresenta-se na Figura 6.35 o padrão de fendilhação da estrutura na face inferior aos 56 dias de ensaio, incorporando a secagem do provete durante 3 dias, resultado numa solicitação da estrutura ligeiramente superior. Conforme se pode observar os resultados numéricos são agora muito similares aos experimentais, apresentando o modelo numéricos 3 fendas completas no painel esquerdo, e uma fenda completa no painel direito. Além de prever o número de fendas completas com precisão, o modelo capta também a tendência registada experimentalmente de a estrutura laminar formar fendas desde a base até o topo, e mais abertas junto à base, algo espectável dado que a força externa imposta na base é superior. Considera-se que o modelo numérico apresenta um excelente desempenho na fase

inicial do ensaio, dado que se pode considerar o padrão de fendilhação calculado aos 56 dias de ensaio como sendo representativo do observado experimentalmente aos 53 dias, pelos motivos mencionados anteriormente.

Aos 75 dias de ensaio realizou-se a quarta inspeção do padrão de fendilhação. Na Figura 6.36 e na Figura 6.37 representam-se os padrões de fendilhação observados nas faces inferior e superior, respetivamente. Relativamente à face inferior destaca-se o aparecimento de uma fenda adicional completa no painel esquerdo, e de duas fendas adicionais completas no painel direito. Uma vez que o diferencial da deformação imposta nos dois painéis não é significativo (ver Figura 6.26), era expectável que ocorresse um equilíbrio em termos de número de fendas em ambos os painéis – fruto da redistribuição de esforços que ocorre após a formação das primeiras fendas (que tal como esperado, surgiram na zona de menor espessura, onde as deformações de retração são superiores). Na Figura 6.38 e na Figura 6.39 apresentam-se os resultados numéricos correspondentes, para ambas as faces da estrutura laminar. Relativamente à face inferior é possível verificar que o modelo numérico prevê 6 fendas completas no painel esquerdo, e 5 fendas completas no painel do lado direito, ou seja, mais 2 fendas em cada painel do que foi observado experimentalmente. Para a face superior é possível constatar que o modelo numérico consegue captar muito bem o padrão de fendas observado experimentalmente, registando 2 fendas em cada painel. No entanto, verificou-se adicionalmente que a configuração do padrão de fendilhação observada experimentalmente aos 75 dias é similar à calculada numericamente aos 65 dias (quer para a face inferior, quer para a face superior), o que demonstra o bom comportamento do modelo ao nível da redistribuição de esforços e formação do padrão de fendas. Considera-se que a variabilidade da resistência à tração do betão é responsável pela diferença registada, pelo que se deveriam ter realizado ensaios de resistência à tração para idades de ensaio posteriores aos 28 dias.

Por último, apresentam-se na Figura 6.40 e na Figura 6.41 os padrões de fendilhação observados experimentalmente aos 120 dias de ensaio, respetivamente para a face inferior e para a face superior. Conforme é observável, ocorreu a formação de 2 fendas adicionais no painel esquerdo (resultando num total de 6 fendas completas) e de 2 fendas adicionais no painel direito (resultando num total de 5 fendas). Em termos de localização, a quase perfeita correspondência destas novas fendas em ambas as faces não é de surpreender, dado que se formaram por ação da retração, pelo que atravessaram a espessura do muro, e tornaram-se portanto detetáveis em ambas as faces da estrutura laminar. Relativamente à face superior surgiu ainda uma fenda adicional no painel esquerdo, e ocorreram duas fendas adicionais no painel direito.

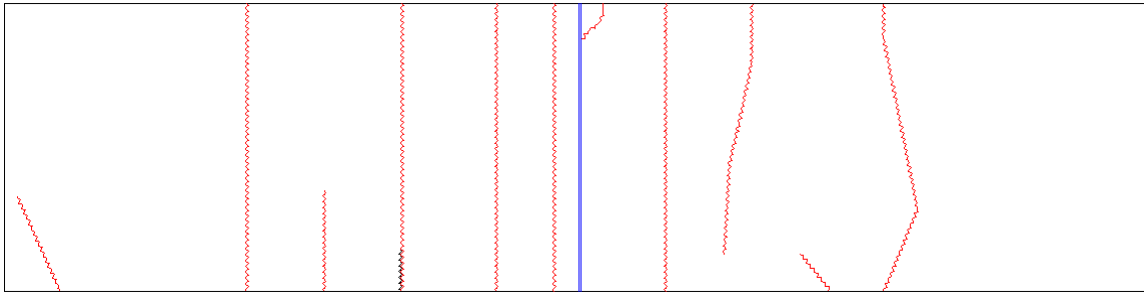


Figura 6.36 – Padrão de fendilhação observado aos 75 dias de ensaio (face inferior).

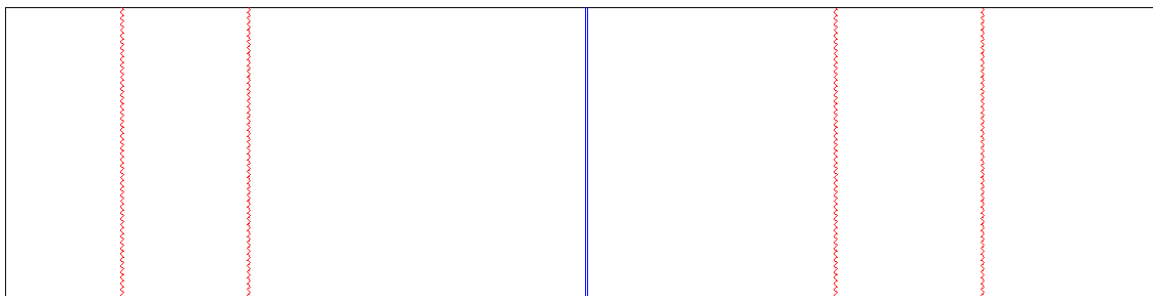


Figura 6.37 – Padrão de fendilhação observado aos 75 dias de ensaio (face superior).

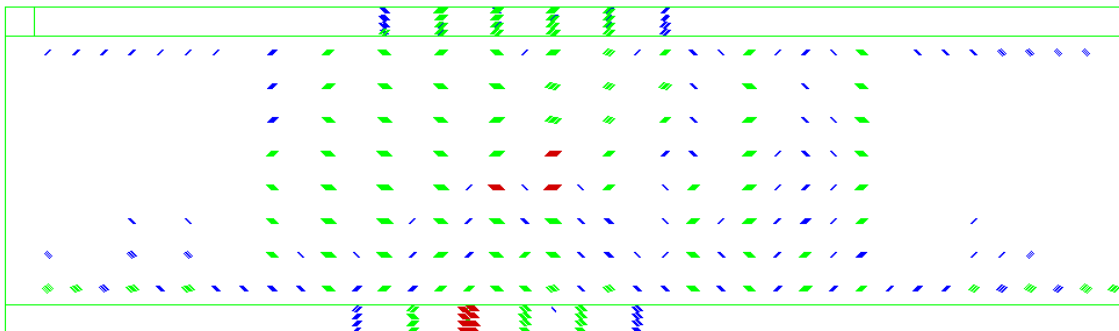


Figura 6.38 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face inferior).

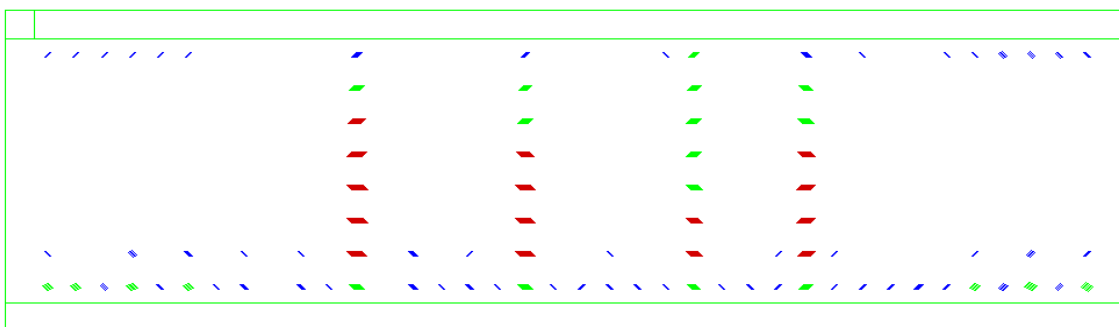


Figura 6.39 – Padrão de fendilhação numérico aos 56 dias de ensaio (face superior).

Relativamente ao modelo numérico convém lembrar que a simulação proposta é indicada para estruturas de BA que se encontram em fase de formação de fendas. No entanto, a deformação

imposta na presente idade do ensaio proporciona um padrão de fendilhação mais próximo da fase de fendilhação estabilizada. Por este motivo, a interpretação do modelo tornar-se mais complexa, e a margem de erro dos resultados numéricos obtidos é naturalmente superior. Na Figura 6.42 e na Figura 6.43 apresentam-se, respetivamente, os padrões de fendilhação numéricos para as faces inferior e superior. Realizando uma observação cuidada da Figura 6.42, e desprezando o padrão de fendilhação assinalado a cor azul (correspondente a fendas com aberturas diminutas), é possível constatar a formação de 7 fendas completas principais no painel esquerdo, bem próximo das 6 fendas observadas experimentalmente. Relativamente ao painel direito é possível verificar que o modelo numérico prevê a formação de 5/6 fendas completas principais (2 das fendas existentes não se encontram significativamente abertas), o que é similar às 5 fendas observadas experimentalmente. Relativamente à Figura 6.43, associada à face superior, é possível verificar a formação de 4 fendas completas no painel esquerdo (próximo das 3 fendas observadas experimentalmente) e de 3 fendas completas no painel direito (próximo das 4 fendas observadas experimentalmente). Note-se que o número de fendas total captado pelo modelo numérico corresponde com exatidão às observações experimentais. Conforme explicado anteriormente, o modelo na face superior apresenta um comportamento numérico mais próximo da realidade, cuja interpretação se revela mais fácil, uma vez que esta zona da estrutura se encontra na fase de formação de fendas.

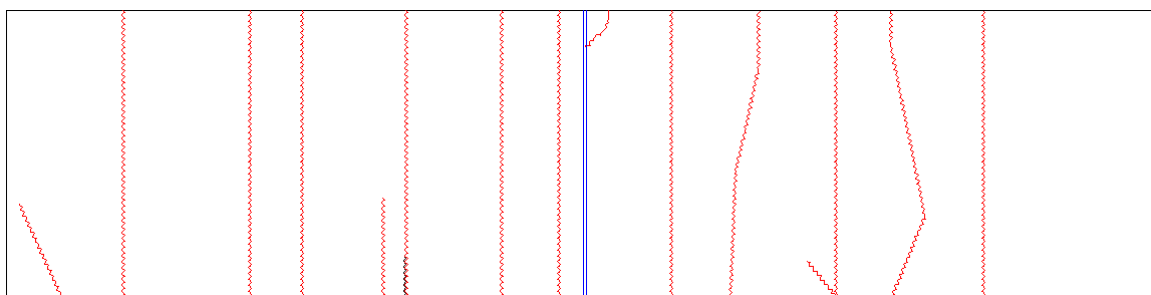


Figura 6.40 – Padrão de fendilhação observado aos 120 dias de ensaio (face inferior).

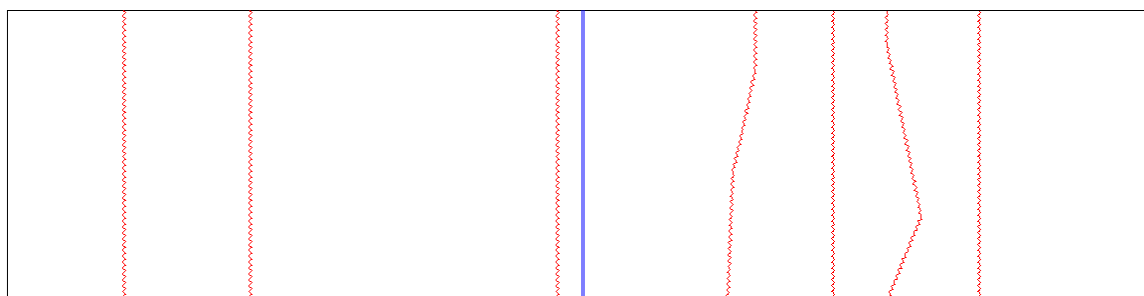


Figura 6.41 – Padrão de fendilhação observado aos 120 dias de ensaio (face superior).

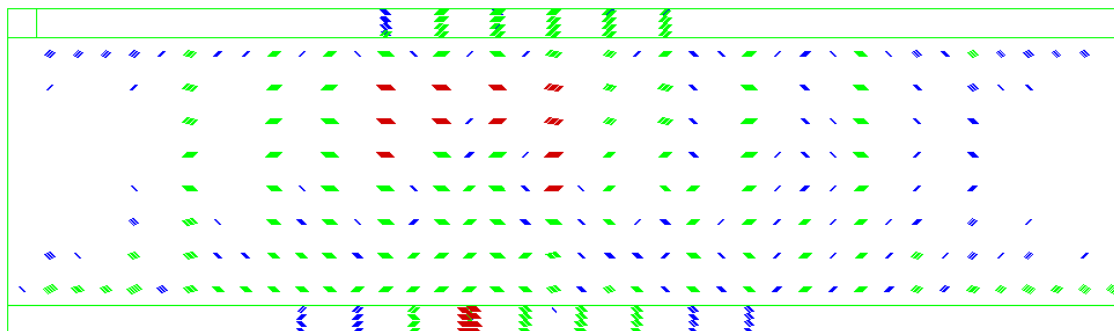


Figura 6.42 – Padrão de fendilhação numérico aos 120 dias de ensaio (face inferior).

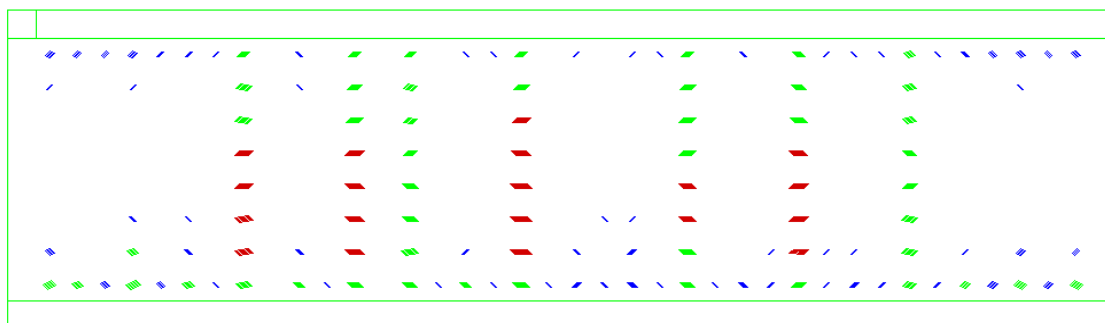


Figura 6.43 – Padrão de fendilhação numérico aos 120 dias de ensaio (face superior).

Fazendo um pequeno resumo das conclusões relativamente à avaliação dos padrões de fendilhação, é possível verificar que o modelo numérico consegue simular adequadamente as observações experimentais, apresentando uma considerável robustez na estimativa da rigidez da estrutura (e consequente número de fendas associado) nas diversas fases da análise. O modelo demonstra desta forma ser uma ferramenta com um grau de precisão considerável na simulação dos padrões de fendilhação em estruturas de BA de larga escala, principalmente quando se pretende estudar estruturas cujo padrão de fendilhação se encontra associado à fase de formação de fendas. À medida que a solicitação da estrutura aumenta, e o padrão de fendilhação se aproxima da fase de fendilhação estabilizada, a interpretação do modelo numérico torna-se mais complexa e os resultados menos rigorosos.

Relativamente às extensões medidas na estrutura laminar pelos sensores de cordas vibrantes é também realizada uma comparação com os resultados numéricos, sendo no entanto necessário ter em consideração que a posição exata das fendas que se formam é algo aleatório, uma vez que depende da variabilidade da resistência do material à tração. Por esse motivo, seria perfeitamente possível uma das 3 secções instrumentadas (ver Figura 6.10) ter sido diretamente afetada pela presença de uma fenda – algo que seria facilmente detetado pelo VWSG, dado que ocorreria um diferencial enorme na deformação medida em dois instantes consecutivos. No entanto, tal como se poder verificar na Figura 6.44, na Figura 6.45 e na Figura 6.46, que representam as extensões medidas pelos VWSG nas secções D, C e E (Direita, Central e Esquerda), tal não acontece, não tendo, felizmente, ocorrido fendilhação sobreposta com a posição dos VWSG. No entanto, é necessário assinalar que a proximidade de cada sensor

VWSG a uma fenda afeta diretamente as deformações medidas (quando se forma uma fenda, ocorre o relaxamento das deformações no betão envolvente). Por esse motivo, as comparações têm que ser realizadas a um nível macro. Importa referir também para a interpretação dos resultados que as deformações se consideraram iguais a zero aos 54 dias de ensaio. Esta decisão foi tomada face ao facto de se ter perdido informação dos primeiros 4 dias de ensaio da estrutura laminar, devido a um problema elétrico no sistema de aquisição. Por este motivo, não é possível visualizar nos VWSG a típica expansão do betão associada ao aumento de temperatura interna em função da hidratação do cimento que ocorre nos primeiros dias de idade.

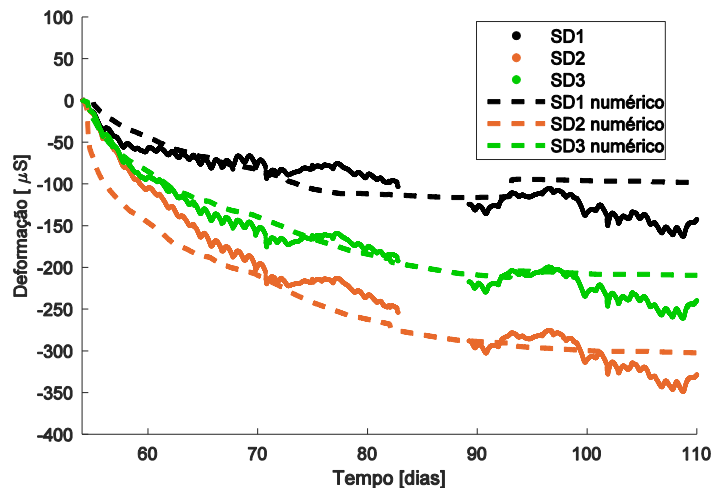


Figura 6.44 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção D.

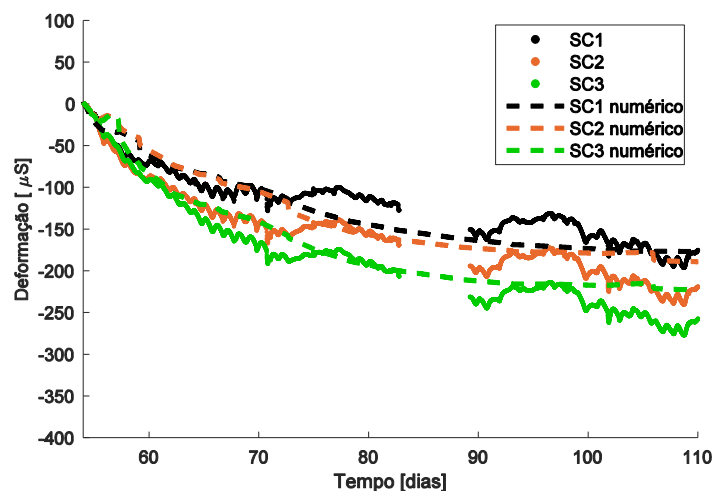


Figura 6.45 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção C.

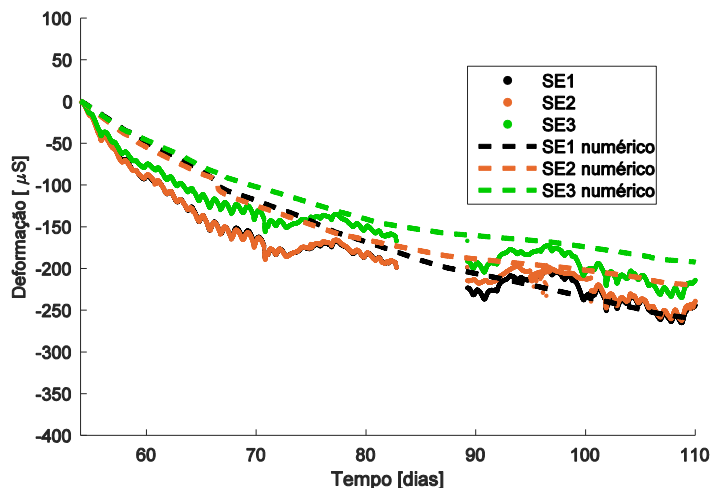


Figura 6.46 – Extensão medida e prevista numericamente nos 3 sensores da secção E.

Nas referidas figuras é igualmente possível comparar as previsões do modelo numérico com as medições experimentais efetuadas nas secções D, C e E. Note-se que as medições dos VWSG apresentam ondulações, consequência das variações de temperatura que ocorreram no ambiente do laboratório, fenómeno que naturalmente o modelo numérico não capta uma vez que na simulação se inseriu de forma medianizada essa variação nas deformações impostas. Excetuando essa particularidade, é possível afirmar que o modelo numérico consegue simular com bastante rigor os resultados experimentais nas 3 secções instrumentadas, sendo a aproximação aos resultados experimentais até superior ao espectável, dada a já mencionada relativa aleatoriedade na formação do padrão de fendilhação. No entanto, conforme se comprovou na discussão do padrão de fendilhação, a simulação numérica do processo de formação de fendas também se revelou robusta, conduzindo a previsões de resultados bastante similares aos reais quando se consideram as deformações totais em diversos pontos da estrutura laminar.

7 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente tese apresentaram-se diversos avanços científicos, quer ao nível da caracterização experimental do comportamento do betão, quer ao nível da simulação numérica de estruturas de betão armado (BA) sob a ação de deformações autoinduzidas com restrições. Os modelos numéricos desenvolvidos foram validados com recurso a informação extraída de campanhas experimentais, culminando-se todo o trabalho realizado com a simulação numérica de uma estrutura de BA ensaiada no Laboratório de Estruturas da FEUP, e construída numa escala próxima da real. Identificam-se de seguida as principais conclusões do trabalho, organizadas por capítulos, terminando-se com a apresentação de propostas para desenvolvimentos futuros.

7.1 Conclusões

O trabalho exposto ao longo dos vários capítulos proporcionou o desenvolvimento de um modelo numérico, que permite a simulação dos fenómenos da fendilhação e das tensões autoinduzidas em estruturas de BA.

O Capítulo 2, de carácter introdutório às diversas temáticas abordadas na presente tese, identifica o conhecimento científico existente que serviu de ponto de partida para os ensaios experimentais e modelos numéricos que foram aqui desenvolvidos. Ao nível da componente experimental, o capítulo apresenta de forma detalhada os diferentes mecanismos existentes para a caracterização da fluência em regime de tração do betão, identificando os vários problemas associados a este tipo de ensaios. O facto de a resistência à tração do betão ser reduzida, apresentando além disso uma forte variabilidade, constitui-se como uma forte condicionante relativamente à execução prática dos ensaios, surgindo frequentemente fendas nas zonas de ancoragem dos provetes, o que determina a precoce interrupção da caracterização experimental. A secagem não uniforme dos provetes é também outro problema identificado, dificultando a caracterização da retração de secagem, sendo que muitos dos ensaios propostos na bibliografia preconizam que apenas uma das faces esteja exposta ao meio ambiente. Outro dos problemas dos ensaios laboratoriais que surgem reportados na bibliografia relaciona-se com o facto de a restrição imposta à livre deformação volumétrica do betão não ser, em muitos casos, passível

de ajuste por parte do utilizador. Ainda no Capítulo 2, e relativamente aos modelos numéricos, é apresentada uma descrição sucinta de um modelo Termo-Higro-Mecânico, com especial detalhe para o modelo mecânico, onde o autor apresenta desenvolvimentos concretos no Capítulo 5, essenciais para a simulação de estruturas à escala real. O comportamento médio do betão armado após fissurar, regido por uma lei de ‘tension stiffening’, é por este motivo um dos tópicos com desenvolvimento no Capítulo 2.

No Capítulo 3 é descrito um mecanismo de ensaio desenvolvido no âmbito da presente tese, e designado por VRF (‘Variable Restraint Frame’), que permite a caracterização da fluência em tração no betão. Através de diversas experiências preliminares concluiu-se que o VRF apresenta repetibilidade, e consegue realizar um registo adequado e preciso das deformações de fluência do betão solicitado à tração. Como principais avanços do sistema proposto destacam-se:

- (a) A capacidade de prosseguir o ensaio mesmo ocorrendo a fendilhação do provete restringido, dado que no VRF a ancoragem é realizada através de 2 varões roscados que se encontram embebidos na peça de betão.
- (b) A eliminação de zonas de ancoragem onde ocorrem concentrações de tensões responsáveis pela fendilhação precoce do ensaio (sendo este problema identificado em ensaios congéneres), dado que a tensão de tração imposta ao provete restringido é gradualmente transferida para o betão através da interface aço/betão.
- (c) A possibilidade de secagem do provete restringido em todas as faces, uma vez que o mecanismo prevê que o ensaio decorra com o provete suspenso.
- (d) A possibilidade de caracterização da evolução do módulo de elasticidade do betão em regime de tração ao longo do ensaio.
- (e) A elevada estabilidade das medições das extensões no betão e no aço obtidas durante o ensaio, sendo que houve um cuidado especial na instalação do sistema de aquisição, de forma a garantir que os sensores ficavam o mais possível isolados relativamente a perturbações elétricas externas.

Dos ensaios realizados com o VRF destacam-se os seguintes aspetos: (i) a fluência específica foi determinada em 3 betões de classes de resistência distintas, fornecendo informações importantes para a caracterização deste fenómeno diferido em fase prévia ao projeto estrutural; (ii) os betões de classes de resistência superiores apresentaram fluências específicas inferiores; (iii) a fluência em tração, à semelhança do que ocorre em compressão, é um fenómeno linear para tensões aplicadas inferiores a 60% da resistência à tração do material (ensaiei-se uma mistura de betão para dois níveis de tensões distintos, e demonstrou-se que a fluência específica foi praticamente idêntica); e (iv) o VRF serviu também para aferição da resistência à tração do betão, tendo-se demonstrado a fiabilidade dos resultados experimentais mesmo ocorrendo fissuração do provete restringido.

No Capítulo 4 é estudado o comportamento Termo-Higro-Mecânico (THM) de provetes de betão, quer ao nível experimental, quer através da respetiva simulação numérica. Realizou-se

uma extensa campanha experimental que contemplou o estudo da humidade interna em provetes de betão, a respetiva avaliação do fenómeno da retração de secagem, e de forma paralela, a medição da retração em provetes de pasta de cimento – essencial para a determinação de parâmetros numéricos que permitem definir o modelo de humidade utilizado. Foi possível concluir que as técnicas propostas de medição da humidade interna em provetes de betão permitem obter resultados verosímeis, e de acordo com as estimativas numéricas. A medição da humidade interna foi realizada através da utilização de um sensor de humidade, sendo garantido o acesso ao interior dos provetes através da utilização de tubos plásticos previamente embebidos no betão. Esta técnica (e as medidas de proteção adotadas) permitiram realizar medições mesmo em ambientes com humidades relativas próximas de 100%, sendo esta uma dificuldade constantemente reportada na bibliografia, e que aqui foi ultrapassada. Ainda no domínio experimental, é também descrita uma técnica que permite medir a retração em provetes de pasta de cimento com espessuras muito reduzidas, de forma a aferir a retração a tempo infinito para um ambiente estável e controlado, permitindo posteriormente a respetiva correlação com a retração no betão. Considera-se que os resultados obtidos foram muito satisfatórios, e que a técnica utilizada se revelou adequada para a medição da retração em pasta de cimento, proporcionando medições robustas e com repetibilidade. Posteriormente realizou-se a simulação numérica das deformações autoinduzidas em provetes de betão, tendo os resultados numéricos sido validados através da respetiva comparação com as medições experimentais realizadas em provetes submetidos a um ambiente controlado, no interior de uma câmara climática. O modelo THM revelou-se capaz de simular adequadamente o fenómeno da retração de secagem no betão, tendo conseguido prever a deformação autoinduzida em 3 provetes com geometrias distintas. A técnica de modelação demonstrou-se robusta, dado que foram realizadas com sucesso diversas validações parciais do modelo (por exemplo, o valor da retração absoluta avaliado numericamente para um ambiente com uma humidade relativa de 60% foi similar à estimativa experimental). O Capítulo 4 encerra com uma análise detalhada dos perfis de tensões instalados no interior dos 3 provetes com geometrias distintas, permitindo compreender a influência da geometria da peça na retenção de tensões de tração que ocorre mesmo em provetes livres, em virtude da maturação do betão. Conclui-se que provetes de maiores dimensões apresentam gradientes de tensões superiores entre o núcleo e a superfície, tornando-se o fenómeno de secagem do provete um processo mais lento, conforme seria espetável. Também é possível constatar que numa primeira fase do processo de secagem as tensões de tração se localizam à superfície dos provetes, resultando no aparecimento de fendilhação superficial, sendo que com o avançar da maturação do betão as tensões de tração migram gradualmente para o centro do provete. De uma forma global conclui-se que o modelo THM permite simular adequadamente o fenómeno da retração de secagem, em conjunto com o fenómeno da hidratação do cimento e respetivos fluxos térmicos que ocorrem com o ambiente envolvente, sendo assim uma ferramenta essencial para a simulação das deformações autoinduzidas no betão – cuja avaliação se revela essencial na previsão do padrão de fendilhação em estruturas de betão armado com grau de restrição elevado.

O Capítulo 5 foi dedicado ao melhoramento dos modelos numéricos para simulação do fenómeno da fendilhação em peças de BA, nomeadamente quando se utilizam modelos de fendilhação distribuída para simular estruturas de larga escala. Estes modelos simulam o comportamento do betão armado após fissurar recorrendo ao diagrama tensão-extensão característico de ‘tension stiffening’, tendo-se constatado em trabalhos anteriores que os resultados obtidos apresentam variações consoante o refinamento da malha de elementos finitos (EF) adotada. Este problema foi abordado no Capítulo 5, tendo sido propostas duas alternativas de modelação da lei de ‘tension stiffening’ que conduzem a resultados numéricos pouco dependentes da malha da EF: (i) a Alternativa 1 que prevê um ajuste das dimensões da malha de EF, de forma a garantir que o comprimento da banda de fendilhação, h , é consistente com o espaçamento entre fendas; (ii) e uma Alternativa 2 que prevê a modificação do diagrama ‘tension stiffening’, de forma a garantir uma maior objetividade do diagrama para malhas de EF distintas. A validação destas alternativas de modelação foi realizada através da comparação dos resultados numéricos com dados experimentais recolhidos em ensaios de tirantes de BA. Ambas as alternativas apresentaram resultados numéricos idênticos, validando as formulações matemáticas desenvolvidas, além de terem conseguido captar adequadamente a rigidez, padrão de fendilhação e aberturas de fendas registadas experimentalmente nos tirantes de BA. Ainda no âmbito da simulação dos tirantes de BA, procedeu-se também à realização de análises paramétricas de forma a comprovar a aplicabilidade dos modelos numéricos em estruturas com distintas percentagens de aço e refinamentos de malhas, bem como com diferentes históricos de carregamento. Os modelos revelaram um comportamento adequado para todos os cenários idealizados, tendo-se obtido resultados numéricos idênticos com as duas alternativas de modelação propostas. Posteriormente procedeu-se à simulação numérica de um muro de BA fortemente restringido, onde o fenómeno da fendilhação é induzido pela restrição às deformações internas associadas à retração do betão. Concluiu-se que as alternativas de modelação propostas permitem modelar adequadamente o comportamento do betão armado após fissuração, atenuando fortemente a dependência dos resultados numéricos face à malha de EF adotada, mesmo em estruturas com padrões de fendilhação 2D. O modelo captou também adequadamente a abertura das fendas. No entanto, surgem algumas limitações relativamente à simulação de fendas cuja orientação não é paralela às dimensões da malha de EF adotada, sendo este um problema a abordar em trabalhos futuros.

Finalmente, no Capítulo 6 desenvolveu-se um ensaio que permitiu o estudo em laboratório de uma estrutura laminar fortemente restringida, cujo grau de restrição imposto é controlado pelo utilizador. Pretendeu-se assim demonstrar a aplicabilidade do modelo THM na simulação das deformações autoinduzidas e do fenómeno da fendilhação em estruturas de BA à escala real. O Capítulo 6 inicia-se com uma descrição detalhada do inovador sistema de ensaio considerado, bem como da instrumentação adotada e do protocolo experimental prosseguido. O ensaio foi complementado com a caracterização do betão ao nível das deformações de fluência e da distribuição da humidade interna. O modelo THM conseguiu prever de forma muito realista os resultados observados experimentalmente, quer ao nível das deformações autoinduzidas, quer ao nível da simulação da fluência do betão em regime de tração. Destaca-se ainda a capacidade

do modelo para prever adequadamente as deformações livres de um provete de betão livre, submetido a um ambiente com temperatura e humidade relativa com variações diárias (situação representativa do que sucede numa estrutura real). Relativamente ao ensaio realizado na estrutura laminar, a estratégia de modelação proposta permitiu simular adequadamente estruturas com complexidades geométricas 3D, cujo padrão de fendilhação é controlado pela ação das deformações autoinduzidas. O modelo apresentou uma previsão da evolução do padrão de fendilhação muito similar à observada experimentalmente, para diferentes idades do ensaio, tendo-se adicionalmente conseguido prever com um grau de precisão muito elevado a deformação global na estrutura em 9 pontos de análise distintos (através da instrumentação da estrutura laminar com sensores de cordas vibrantes). De referir que o modelo foi desenvolvido com vista a estudar estruturas de BA cujo padrão de fendilhação se encontrasse em fase de formação de fendas, e por esse motivo os resultados numéricos obtidos apresentam uma maior precisão durante este estágio do fenómeno da fendilhação. Ainda assim, a estrutura foi também adequadamente simulada pelo modelo proposto em fase de fendilhação estabilizada, sendo a rigidez global da estrutura simulada com um grau de precisão elevado e os padrões de fendilhação obtidos similares aos das observações experimentais.

7.2 Propostas para desenvolvimentos futuros

Durante a realização da presente tese surgiram diversas perspetivas de investigação associadas ao tema desenvolvido, que por limitações de tempo ou de recursos, não foram aprofundadas. Pelo facto de o autor considerar estes assuntos de importância, sugere-se que se possam explorar no futuro as seguintes linhas de investigação, complementares ao presente estudo (apresentadas por ordem de correlação com os capítulos anteriores):

- 1) O desenvolvimento do mecanismo de ensaio VRF, que permite a caracterização da fluência do betão em regime de tração, abre a possibilidade a um conjunto alargado de ensaios com vista a aumentar o conhecimento sobre este tema, nomeadamente:
 - Realizar uma campanha de caracterização da fluência específica do betão para um conjunto alargado de misturas (betão de alto rendimento, auto-compactável, com aditivos, *etc.*), de forma a fornecer informação detalhada para a comunidade de projetistas.
 - Estudar a fluência específica do betão para tensões de tração instaladas superiores a 60% do valor da resistência à tração limite, de forma a perceber qual o nível de tensões no material que transforma o fenómeno da fluência em tração num processo não-linear, e apresentar recomendações para a respetiva modelação numérica.
 - Desenvolver ensaios no VRF para avaliação do módulo de elasticidade do betão em regime de tração, com misturas distintas, e realizar comparações com o valor do módulo de elasticidade tradicionalmente medido em regime de compressão. Verificar assim a aplicabilidade da simplificação atualmente adotada pela comunidade científica e

técnica, que considera o módulo de elasticidade idêntico para qualquer regime de tensão instalado.

- Caracterizar a fluência específica do betão para diversas idades de carregamento, nomeadamente em idades jovens, e nas habituais idades de referência. Este procedimento permitiria a comparação com resultados reportados pela bibliografia relacionada com a caracterização da fluência do betão em compressão.
 - Perceber a influência da humidade relativa e da temperatura ambiente no fenómeno da fluência em tração, desenvolvendo ensaios com condições ambientais distintas e mais próximas das condições reais a que as estruturas de BA se encontram submetidas.
- 2) Desenvolver uma técnica de ensaio que permita determinar com elevada precisão (ao nível do $\mu\epsilon$) o coeficiente de expansão térmica do betão, desde o instante inicial da presa.
 - 3) Realizar uma campanha experimental para caracterizar adequadamente os parâmetros numéricos necessários ao modelo de humidade proposto, em diversas misturas de betão. Este processo, similar ao já desenvolvido para o modelo térmico, permitiria à comunidade técnica dispor de informação detalhada para simulação das deformações de retração sem necessidade de recorrer a ensaios experimentais.
 - 4) O modelo THM adotado não engloba a simulação do fenómeno da retração autógena, motivo pelo qual foram apenas estudadas misturas de betão de resistência normal. No sentido de permitir a aplicabilidade a betões de alto desempenho, sugere-se o aperfeiçoamento do modelo THM de forma a permitir simular numericamente este fenómeno, algo que poderá ser implementado de forma simplificada relacionando o desenvolvimento da retração autógena com a hidratação do cimento, à semelhança de outros modelos congêneres disponíveis na bibliografia.
 - 5) Sendo um dos objetivos do modelo THM simular estruturas reais, seria interessante estudar a influência da água da chuva nas condições fronteira que afetam o fenómeno da retração de secagem em peças de BA. A influência da chuva na desaceleração do processo de secagem do betão não se encontram bem documentada na bibliografia, apesar da sua importância na simulação de estruturas ao ar livre.
 - 6) Relativamente à formulação proposta para alteração da lei de ‘tension stiffening’, de forma a garantir a independência dos resultados numéricos face à malha de EF adotada, deverá ser generalizada a técnica para permitir a simulação de fendas cujas direções não sejam paralelas às dimensões dos elementos finitos (adaptação já existente para a modelação da lei de ‘tension softening’). Este desenvolvimento permitiria posteriormente estudar a aplicabilidade das técnicas propostas a estruturas de BA com padrões de fendilhação 3D, mais complexos.
 - 7) Desenvolver um estudo numérico exaustivo, com base nos modelos de fendilhação propostos na presente dissertação, de diversas estruturas de BA com geometrias, percentagens de armadura, graus de restrição e nível das deformações impostas distintos,

de forma a proporcionar recomendações à comunidade de projetistas para adequado dimensionamento da armadura de controlo da fendilhação em situações de deformações impostas restringidas.

BIBLIOGRAFIA

1. Faria, R., et al., *A structural experimental technique to characterize the viscoelastic behavior of concrete under restrained deformations: Characterization of tensile creep on restrained concrete*. Strain: an International Journal For Experimental Mechanics, 2016, 53 (1).
2. Azenha, M., *Numerical Simulation Of The Structural Behaviour Of Concrete Since Its Early Ages*. Doctoral Thesis, Faculty of Engineering of University of Porto, Porto, 2009.
3. Shen, D., et al., *Tensile creep and cracking potential of high performance concrete internally cured with super absorbent polymers at early age*. Construction and Building Materials, 2018, 165 451-461.
4. Delsaute, B., Torrenti, J.M. e Staquet, S., *Modeling basic creep of concrete since setting time*. Cement and Concrete Composites, 2017, 83 239-250.
5. Khan, I., Castel, A. e Gilbert, R.I., *Tensile creep and early-age concrete cracking due to restrained shrinkage*. Construction and Building Materials, 2017, 149 705-715.
6. Mihashi, H. e Leite, J.P., *State-of-Art Report on Control of Cracking in Early Age Concrete*. Journal of Advance Concrete Technology, 2004, 2 (2): 141-154.
7. Vaysburd, A.M., et al., *Some aspects of evaluating cracking sensitivity of repair materials*. Ed. K. Kovler and A. Bentur, RILEM Publications S.A.R.L., 2002, 169-185.

8. Bentur, A. e Kovler, K., *Evaluation of early age cracking characteristics in cementitious systems*. Materials and Structures, 2003, 36 183-190.
9. Di Luzio, G. e Cusatis, G., *Hygro-thermo-chemical modeling of high performance concrete. I: Theory*. Cement and Concrete Composites, 2009, 31 (5): 301-308.
10. Di Luzio, G. e Cusatis, G., *Hygro-thermo-chemical modeling of high-performance concrete. II: Numerical implementation, calibration, and validation*. Cement and Concrete Composites, 2009, 31 (5): 309-324.
11. Faria, R., Azenha, M. e Figueiras, J.A., *Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab*. Cement and Concrete Composites, 2006, 28 (6): 572-585.
12. Favre, R., et al., *Dimensionnement des structures en béton: aptitude au service, éléments de structures*. 2004, Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne: Lausanne.
13. Bissonnette, B., Pierre, P. e Pigeon, M., *Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials*. Cement and Concrete Research, 1999, 29 (10): 1655-1662.
14. Teixeira, L., et al., *Ensaio de restrição axial controlada para caraterização do betão tracionado devido à retração impedida*. SeLCo - Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão: Uma Abordagem Multi-Física das Tensões Auto-Induzidas, FEUP, Porto.
15. Silva, L., *Caracterização das Propriedades Termo-Mecânicas do Betão nas Primeiras Idades para Aplicação Estrutural*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2007.
16. Hossain, A.B. e Weiss, J., *Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens*. Cement and Concrete Composites, 2004, 26 (5): 531-540.

17. Kraii, P.P., *Proposed test to determine the cracking potential due to drying shrinkage of concrete*. Concrete Construction, 1985, 30 775-778.
18. Shales, C.A. e Hover, K.C., *Influence of mix proportions and construction operations on plastic shrinkage cracking in thin slabs*. ACI Materials Journal, 1998, 85 (6): 495 -504.
19. Banthia, N., Yan, C. e Mindess, S., *Restrained Shrinkage Cracking In Fiber Reinforced Concrete: A Novel Test Technique*. Cement and Concrete Research, 1996, 26 9-14.
20. Springenschmid, R., Breitenbucher, R. e Mangold, M., *Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine*. Thermal Cracking in Concrete at Early Age, Proc. RILEM Symp., E&FN SPON 137-144, 1994.
21. Paillère, A.M. e Serrano, J., *Effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete*. ACI Materials Journal, 1989, 86 (2): 139-144.
22. Bloom, R. e Bentur, A., *Free and restrained shrinkage of normal and high-strength concrete*. ACI Material Journal, 1995, 92 (2): 211-217.
23. Banthia, N., Azzabi, M. e Pigeon, M., *Restrained shrinkage cracking in fibre-reinforced cementitious composites*. Materials and Structures, 1993, 26 (7): 405-413.
24. Kovler, K., *Testing system for determining the mechanical behavior of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage*. Mater. Struct. , 1994, 27 (170) 324- 330.
25. Altoubat, A. e Lange, D., *Grip-Specimen Interaction in Uniaxial Restrained Tests*. Materials Science to Applications, 2002, 206 189-204.
26. Altoubat, A. e Lange, D., *Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age*. ACI Materials Journal, 2001, 98 323-331.

27. Neto, A., Cincotto, M. e Repette, W., *Desenvolvimento da Metodologia e Equipamento para a Medida da Retracção Restringida*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, 2007.
28. Delsaute, B., Staquet, S. e Boulay, C., *Monitoring of the creep and the relaxation behavior of concrete since setting time, part 2: tension*. Conference of Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures, 2011.
29. Cusson, D. e Hoogeveen, T., *An experimental approach for the analysis of early-age behaviour of high-performance concrete structures under restrained shrinkage*. Cement and Concrete Research, 2007, 37 (2): 200-209.
30. Cusson, D. e Hoogeveen, T., *Test method for determining the coefficient of thermal expansion at early age in high-performance concrete*. 12th International Conference on Chemistry of Cement, Montreal, Canada, July 8-13 12 p.), 2007.
31. Delsaute, B., Staquet, S. e Boulay, C. *Monitoring of the creep and the relaxation behavior of concrete since setting time, part 2: tension*. in Conference of Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures 2012. Aix en Provence.
32. Cusson, D. e Hoogeveen, T.J., *An experimental approach for the analysis of early-age behaviour of high-performance concrete structures under restrained shrinkage*. Cement and Concrete Research, 2007, 37, 2, pp. 200-209.
33. Grasley, Z.C., *Measuring and Modeling the Time-dependent Response of Cementitious Materials to Internal Stresses*. Doctoral Thesis, University of Illinois, Illinois, 2002.
34. Kim, J.K. e Lee, C.S., *Prediction of differential drying shrinkage in concrete*. Cement and Concrete Research, 1998, 28 (7): 985-994.

35. Granja, J., et al., *Medição de humidade no betão: Relatório final da Tarefa 1. RELATÓRIO REFERENTE AO PROJETO PTDC/ECM/099250/2008 “Comportamento em serviço de estruturas de betão: uma abordagem multi-física das tensões auto-induzidas”*, Guimarães, UM.
36. Andrade, C., Sarría, J. e Alonso, C., *Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering*. Cement and Concrete Research, 1999, 29 (8): 1249-1259.
37. Chang, C.Y. e Hung, S.S., *Implementing RFIC and sensor technology to measure temperature and humidity inside concrete structures*. Construction and Building Materials, 2012, 26 (1): 628-637.
38. Zhang, J., Qi, K. e Huang, Y., *Calculation of moisture distribution in early-age concrete*. Journal of Engineering Mechanics, 2009, 135 (8): 871-880.
39. Azenha, M., et al., *Thermo-hygro-mechanical modelling of self-induced stresses during the service life of RC structures*. Engineering Structures, 2011, 33 (12): 3442-3453.
40. Mainguy, M., Coussy, O. e Eymard, R., *Modelisation des transferts hydriques isothermes en milieu poreux. Application au sechage des materiaux a base de ciment*. LCPC, Paris., 1999.
41. Lewis, R. e Schrefler, B.A., *The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media*. Wiley, 2000.
42. P. Bazant, Z. e Thonguthai, W., *Pore pressure and drying of concrete at high temperature*. Vol. 104. 1978. 1059-1079.
43. Nield, D. e Bejan, A., *Convection in Porous Media*. Springer, 2006.
44. Reinhardt, H., Blaauwendraad, J. e Jongedijk, J., *Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties*. Int. Conf. Concrete at Early Ages, Paris, France., 1982.

45. Incropera, F.P. e DeWitt, D.P., *Fundamentals of heat and mass transfer*. Wiley, New York, 886, 1996.
46. Branco, F.A., Mendes, P.A. e Mirambell, E., *Heat of hydration effects in concrete structures*. ACI Materials Journal, 1992, 89 (2): 139-145.
47. Roelfstra, P.E., *A Numerical Approach to Investigate the Properties of Concrete: Numerical Concrete*. Doctoral Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1989.
48. Roelfstra, P.E., Sadouki, H. e Wittmann, F.H., *Le béton numérique*. Materials and Structures, 1985, 18 (5): 327-335.
49. Lopez, C., Idiart, A. e Carol, I. *Análisis meso-estructural de la fisuración del hormigón debido al efecto de los áridos en la retracción por secado*. in CMNE/CILAMCE 2007. 2007. Porto, Portugal.
50. Granger, L., *Comportement diffère du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Analyse et modélisation*. LCPC, Paris, 1996.
51. Roncero, J., *Effect of superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes*. Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2000.
52. Baroghel-Bouny, V., et al., *Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials*. Cement and Concrete Research, 1999, 29 (8): 1225-1238.
53. FIB, *Model Code 2010 - First complete draft, Vol. 1*. 2010, International Federation for Structural Concrete.
54. Bažant, Z.P. e Najjar, L.J., *Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete*. Matériaux et Constructions, 1972, 5 (1): 3-20.

-
55. Xi, Y., *A model for moisture capacities of composite materials Part I: formulation*. Computational Materials Science, 1995, 4 (1): 65-77.
56. Bažant, Z.P. e Najjar, L.J., *Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem*. Cement and Concrete Research, 1971, 1 (5): 461-473.
57. Granger, L., Torrenti, J.M. e Acker, P., *Thoughts about drying shrinkage: Experimental results and quantification of structural drying creep*. Materials and Structures, 1997, 30 (10): 588-598.
58. Grasley, Z.C., Lange, D.A. e D'Ambrosia, M.D., *Internal relative humidity and drying stress gradients in concrete*. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, 2006, 39 (293): 901-909.
59. Hansen, W., *Drying Shrinkage Mechanisms in Portland Cement Paste*. Journal of the American Ceramic Society, 1987, 70 (5): 323-328.
60. Wittmann, F.H., *Interaction of Hardened Cement Paste and Water*. Journal of the American Ceramic Society, 1973, 56 (8): 409-415.
61. Maekawa, K., Chaube, R. e Kishi, T., *Modelling of concrete performance*. E&FN SPON, 308, 1999.
62. Maekawa, K., Ishida, T. e Kishi, T., *Multi-scale modeling of concrete performance. Integrated material and structural mechanics*. J. Advance Concrete Technology, 1 (2): 91-126, 2003.
63. Kwak, H.G., Ha, S.J. e Kim, J.K., *Non-structural cracking in RC walls: Part I. Finite element formulation*. Cement and Concrete Research, 2006, 36 (4): 749-760.
64. CEN, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2004.

65. Hansen, W., *Constitutive Model for Predicting Ultimate Drying Shrinkage of Concrete*. Journal of the American Ceramic Society, 1987, 70 (5): 329-332.
66. M. Malhotra, V. e Carino, N., *CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*. 2004.
67. Bazant, Z.P., *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*. Chichester, John Wiley & Sons, Inc., xxii, 459 s., 1988.
68. Faria, R., *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1994.
69. Pimentel, M.S., *Modelação e análise de estruturas laminares de betão: possibilidade e desafios*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.
70. Ribeiro, A.F., *Modelos de fenda discreta na simulação do comportamento em flexão de betão reforçado com fibras de aço*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, 2004.
71. Póvoas, R.H., *Modelos Não-Lineares de Análise e Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1991.
72. Sousa, C., *Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Solução com ligação em betão armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.
73. Rots, J.G., et al., *Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete*. Heron, 1985, 30 (1).
74. de Borst, R., et al., *Discrete vs smeared crack models for concrete fracture: Bridging the gap*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004.

-
75. De Borst, R., *Smearred cracking, plasticity, creep, and thermal loading--A unified approach*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1987.
76. Bažant, Z.P. e Oh, B.H., *Crack band theory for fracture of concrete*. Matériaux et Constructions, 1983.
77. Cerioni, R., et al., *Multi-directional modeling of crack pattern in 2D R/C members*. Engineering Fracture Mechanics, 2008, 75 (3): 615-628.
78. Kaklauskas, G., et al., *Shrinkage influence on tension stiffening in concrete members*. Engineering Structures, 2009.
79. Bazant, Z.P., *Creep and Shrinkage of Concrete: Mathematical Modeling*. 1986.
80. Sassone, M. e Chiorino, M.A., *Design aids for the evaluation of creep induced structural effects*. Special Publication, 2005, 227 239-260.
81. Atrushi, D.S., *Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling*. Doctoral Thesis, The Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2003.
82. Sule, M.S. e Van Breugel, K., *Effect of reinforcement on early-age cracking in high strength concrete*. Vol. 49. 2004.
83. Tailhan, J.-L., et al., *Compressive, tensile and bending basic creep behaviours related to the same concrete*. Structural Concrete, 2013, 14 (2): 124-130.
84. Torrenti, J.M., et al., *Modeling Concrete Shrinkage under Variable Ambient Conditions*. Materials Journal, 1999, 96 (1): 35-39.
85. Klausen, A.E., et al., *Comparison of tensile and compressive creep of fly ash concretes in the hardening phase*. Cement and Concrete Research, 2017, 95 188-194.

86. Teixeira, L., et al. *Ensaio de restrição axial controlada para caracterização do betão tracionado devido à retração*. in Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012. 2012. Porto.
87. Lin, S.-K., et al., *Use of the normalized impact-echo spectrum to monitor the setting process of mortar*. NDT & E International, 2010, 43 (5): 385-393.
88. Favre, R. e Charif, H., *Basic model and simplified calculations of deformations according to the CEB-FIP model code 1990*. ACI Structural Journal, 1994, 91 (2): 169-177.
89. Meyer, M.D., et al., *Control of cracking in concrete - state of the art*. Transportation Research Circular, Washington, DC.
90. Gilbert, R.I. e Ranzi, G., *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*. 2010: Taylor & Francis.
91. Vinkler, M. e Vitek, J.L., *Drying concrete: Experimental and numerical modeling*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2016, 28 (9).
92. Farra, B., *Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration*. Doctoral Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1995.
93. Jaccoud, J.P., *Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton*. Doctoral Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1897.
94. Azenha, M., et al., *Application of air cooled pipes for reduction of early age cracking risk in a massive RC wall*. Engineering Structures, 2014, 62-63 148-163.
95. Parrott, L.J., *A Review of Methods to Determine the Moisture Conditions in Concrete*. 1990: British Cement Association.
96. Godart, B. e Divet, L., *DEF prevention in France and temperature control at early-age*. International Workshop on Crack Control of Mass Concrete and Related Issues concerning

- Early-Age of Concrete Structures - CONCRACK 3 - Control of Cracking in Concrete Structures 3, Paris, France.
97. CEOS, *Behaviour and assessment of special construction works concerning cracking and shrinkage*. French national research project, Paris, France.
98. CEOS, *ConCrack 2: 2nd Workshop on Control of cracking in RC structures*. Restitution of the International Benchmark ConCrack, Paris, France.
99. Davie, C.T., Pearce, C.J. e Bićanić, N., *Fully coupled, hygro-thermo-mechanical sensitivity analysis of a pre-stressed concrete pressure vessel*. Engineering Structures, 2014, 59 536-551.
100. Bernard, O. e Brühwiler, E., *The effect of reinforcement in the new layer on hygral cracking in hybrid structural elements*. Materials and Structures, 2003, 36 (2): 118-126.
101. Gasch, T., Malm, R. e Ansell, A., *A coupled hygro-thermo-mechanical model for concrete subjected to variable environmental conditions*. International Journal of Solids and Structures, 2016, 91 143-156.
102. Choi, S., *Internal relative humidity and drying shrinkage of hardening concrete containing lightweight and normal-weight coarse aggregates: A comparative experimental study and modeling*. Construction and Building Materials, 2017, 148 288-296.
103. Azenha, M., et al., *Experimental validation of a framework for hygro-mechanical simulation of self-induced stresses in concrete*. Cement and Concrete Composites, 2017, 80 41-54.
104. Granja, J., et al., *Hygrometric Assessment of Internal Relative Humidity in Concrete: Practical Application Issues* Journal of Advanced Concrete Technology, 2014, 12 (8).
105. Vieira, M., et al., *Secagem e retração em pasta de cimento e betão: ensaios experimentais e simulação numérica (Versão revista e ampliada do relatório nº5)*. SeLCo - Comportamento em

Serviço de Estruturas de Betão: Uma Abordagem Multi-Física das Tensões Auto-Induzidas, UM.

106. Ekaputri, J., et al., *Internal relative humidity measurement on moisture distribution of mortar considering self-dessication at early ages*. Vol. 31. 2009. 643-648.
107. CEN, *EN 12390-4: Testing hardened concrete. Compressive strength. Specification for testing machines*. 1992.
108. ASTM, *C512-02: Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression*. 2002.
109. Carotenuto, A. e Dell'Isola, M., *An experimental verification of saturated salt solution-based humidity fixed points*. International Journal of Thermophysics, 1996, 17 (6): 1423-1439.
110. Parrott, L.J., *Basic Creep, Drying Creep And Shrinkage Of A Mature Cement Paste After A Heat Cycle* Cement and Concrete Research, 1977, 7 597-60.
111. Gardner, N.J. e Lockman, M.J., *Design provisions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete*. ACI Materials Journal, 2001, 98 (2): 159-167.
112. Dinis da Gama, C., Reis e Sousa, M. e Barroso, F., *Textura das rochas, suas deformabilidades e resistências, para diferentes solicitações*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, 2006.
113. Granja, J., et al., *Comparison Between Different Experimental Techniques for Stiffness Monitoring of Cement Pastes*. Journal of Advanced Concrete Technology, 2014, 12 (2): 46-61.
114. Samouh, H., Rozière, E. e Loukili, A., *The differential drying shrinkage effect on the concrete surface damage: Experimental and numerical study*. Cement and Concrete Research, 2017, 102 212-224.
115. Micallef, M., Vollum, R.L. e Izzuddin, B.A., *Crack development in transverse loaded base-restrained reinforced concrete walls*. Engineering Structures, 2017, 143 522-539.

-
116. Ngo, D. e Scordelis, A.C., *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams*. Journal Proceedings, 64 (3).
117. Hillerborg, A., Mod  r, M. e Petersson, P.E., *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and Concrete Research, 1976, 6 (6): 773-781.
118. G  lvez, J.C., et al., *A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete*. Cement and Concrete Research, 2002, 32 (10): 1567-1585.
119. Sagaresan, N., *Modeling fracture of concrete with a simplified meshless discrete crack method*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2012, 16 (3): 417-425.
120. Rots, J.G., *Computational modeling of concrete fracture*. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Delft (The Netherlands), 1988.
121. Oliver, J., *A consistent characteristic length for smeared cracking models*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1989, 28 (2): 461-474.
122. Borst, R., *Computational methods in non-linear mechanics. Part 2: physical non-linearity*. Delft, The Netherlands, 1991.
123. Marti, P., et al., *Tension Chord Model for Structural Concrete*. 1998, 8 287-298.
124. Stramandinoli, R.S.B. e R., H.L., *An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members*. Engineering Structures, 2008, 30 (7): 2069-2080.
125. Cervenka, V., Jendele, L. e Cervenka, J., *ATENA programa documentation, Part 1: theory*, ed. C.C. s.r.o. 2016, Prague.
126. Gribniak, V., et al., *Finite Element Mesh Size Effect on Deformation Predictions of Reinforced Concrete Bridge Girder*. Vol. 5. 2010. 19-27.

127. Gribniak, V., et al. *Finite element size effect on post-cracking behaviour of reinforced concrete members*. in The 9th international conference on modern building materials, structures and techniques. 2007. Vilnius.
128. Benkemoun, N., Roubin, E. e Colliat, J.B., *FE design for the numerical modelling of failure induced by differential straining in meso-scale concrete: Algorithmic implementation based on operator split method*. Finite Elements in Analysis and Design, 2017, 137 11-25.
129. Walraven, J.C., *Tension stiffening*. In: *Structural concrete – textbook on behaviour, design and performance*. fib Bulletin 51: International Federation for Structural Concrete, Lausanne.
130. Nejadi, S.a.G., R. I., *Shrinkage Cracking and Crack Control in Restrained Reinforced Concrete Members*. ACI Structural Journal, 101 840-845.
131. TNO DIANA, B.V., *User's Manual - Release 9.4*. 2009.
132. fib, *Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures State-of-art report*. 2008, International Federation for Structural Concrete (fib): Lausanne.
133. Kaklauskas, G., Ramanauskas, R. e Jakubovskis, R., *Mean crack spacing modelling for RC tension elements*. Engineering Structures, 2017, 150 843-851.
134. Sousa, C., *Analysis of cyclic and long-term effects in continuous precast railway bridge decks*. Doctoral Thesis, Faculty of Engineering of University of Porto Porto, Portugal, 2015.
135. Sousa, C., et al., *A formulation to reduce mesh dependency in FE analyses of RC structures under imposed deformations*. Engineering Structures, 2017, 132 443-455.
136. Gilbert, R.I., *Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members*. ACI Structural Journal, 1992, 89 141-149.

-
137. Leitão, L., *Análise dos efeitos das deformações impostas em estruturas de betão armado*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.
138. Collins, M.P. e Mitchell, D., *Prestressed concrete structures*. 2001, Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
139. Abdeldjelil, B. e Thomas, T.C.H., *Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened By Concrete*. Structural Journal, 1994, 91 (4).
140. Feenstra, P. e Borst, R., *Aspects of robust computational modelling for plain and reinforced concrete*. Heron, 1993, 38 1–76.
141. Feenstra, P.H., *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete*. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Delft (The Netherlands), 1993.
142. Leitão, L., Faria, R., Azenha, M. e Sousa, C., *Nonlinear modelling of shrinkage-induced deformations on RC retaining walls*. 2011, 555-565.